

Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan



© BSN 2008

Hak cipta dilindungi undang-undang. Dilarang menyalin atau menggandakan sebagian atau seluruh isi dokumen ini dengan cara dan dalam bentuk apapun dan dilarang mendistribusikan dokumen ini baik secara elektronik maupun tercetak tanpa izin tertulis dari BSN

BSN
Gd. Mangala Wanabakti
Blok IV, Lt. 3,4,7,10.
Telp. +6221-5747043
Fax. +6221-5747045
Email: dokinfo@bsn.go.id
www.bsn.go.id

Diterbitkan di Jakarta

Daftar isi

Daftar isi.....	i
Prakata	iv
Pendahuluan.....	v
1 Ruang lingkup.....	1
2 Acuan normatif.....	1
3 Istilah dan definisi	1
4 Peraturan gempa yang dimodifikasi	4
4.1 Cara analisis tahan gempa.....	4
4.2 Koefisien geser dasar (<i>base shear</i>)	7
4.3 Prinsip analisis riwayat waktu.....	15
4.4 Pengaruh gaya inersia	15
4.5 Perumusan periode alami jembatan.....	16
4.6 Deformasi jembatan dengan interaksi fondasi	20
4.7 Perumusan gaya inersia.....	28
4.8 Perencanaan isolasi dasar	33
4.9 Perlengkapan penahan perletakan	35
4.10 Perletakan	37
4.11 Peredam gempa (<i>STU/LUD</i>)	39
4.12 Sendi plastis	40
Lampiran A (informatif) Contoh perhitungan spektral moda majemuk tanpa interaksi tanah	45
Lampiran B (informatif)	63
Lampiran C (informatif) Contoh perhitungan spektral moda dengan interaksi tanah	69
Bibliografi	77
Gambar 1 Prosedur analisis tahan gempa	5
Gambar 2 Dimensi panjang dudukan perletakan minimum.....	7
Gambar 3 Faktor reduksi pengaruh daktilitas dan risiko (<i>Z</i>).....	8
Gambar 4 Koefisien geser dasar (<i>C</i>) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun	10
Gambar 5 Koefisien geser dasar (<i>C</i>) plastis untuk analisis statis, periode ulang 500 tahun	13
Gambar 6 Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun.....	14
Gambar 7 Arah gerakan gaya inersia.....	16
Gambar 8 Model perhitungan periode alami (moda tunggal)	17
Gambar 9 Model perhitungan periode alami (moda majemuk)	18
Gambar 10 Bagan alir perhitungan periode alami (moda majemuk)	19

Gambar 11	Beban dan simpangan pada permukaan tanah anggapan	21
Gambar 12	Fondasi langsung	23
Gambar 13	Fondasi sumuran	24
Gambar 14	Fondasi tiang	26
Gambar 15	Tekanan tanah akibat gempa	27
Gambar 16	Gaya inersia dalam arah sumbu jembatan gelagar sederhana	29
Gambar 17	Gaya inersia dalam arah sumbu jembatan gelagar menerus	30
Gambar 18	Gaya inersia jembatan bersudut/skew	31
Gambar 19	Permukaan tanah anggapan di pilar dan kepala jembatan	33
Gambar 20	Model perhitungan periode alami, kedudukan gaya inersia bangunan atas	34
Gambar 21	Sela pada ujung gelagar	34
Gambar 22.a	Perlengkapan penghubung bangunan atas dan bawah, perlengkapan penahan bangunan atas dan bawah (<i>stopper</i>)	36
Gambar 22.b	Perlengkapan penghubung dua gelagar bangunan atas	36
Gambar 23	Perlengkapan penahan gerakan berlebih (jangkar)	37
Gambar 24	Reaksi perletakan akibat gaya seismik lateral dan vertikal	39
Gambar 25	Penempatan <i>STU/LUD</i> pada perletakan bebas di puncak pilar	40
Gambar 26	Detail tipikal tulangan pengikat	42
Gambar 27	Geser dalam kolom	44
Gambar A.1	Dimensi contoh kasus jembatan	45
Gambar A.2	Idealisasi struktur dan penerapan beban merata anggapan untuk moda getaran memanjang	48
Gambar A.3	Perpindahan dan intensitas beban gempa untuk pembebanan memanjang .	50
Gambar A.4	Denah jembatan tiga bentang menerus akibat beban melintang anggapan ..	51
Gambar A.5	Denah jembatan tiga bentang akibat beban statis ekuivalen gempa	52
Gambar A.6	Diagram interaksi kolom	57
Gambar B.1	Model jembatan dengan empat bentang	66
Gambar B.2	Persentase perubahan periode untuk gempa <i>El Centro</i> dan <i>Parkfield</i>	67
Gambar B.3	Redaman tambahan normalisasi dihitung secara pendekatan dan kurva saran	67
Gambar B.4	Beban geser tipikal vs lendutan untuk perletakan karet berinti timah	67
Gambar B.5	Cara saran untuk perkiraan gaya geser maksimum pilar dan momen	68
Gambar C.1	Pilar pada fondasi tiang	69
Gambar C.2	Kepala jembatan	70
Gambar C.3	Pilar jembatan	70

Gambar C.4	Sistem spektral moda tunggal.....	72
Gambar C.5	Model kerangka struktur sistem spektral moda majemuk	74
Tabel 1	Kategori kinerja seismik.....	5
Tabel 2	Prosedur analisis berdasarkan kategori kinerja seismik (A-D)	5
Tabel 3	Faktor modifikasi respon (R_d) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah	6
Tabel 4	Kriteria panjang perletakan minimum (N)	6
Tabel A.1	Akselerasi puncak di batuan dasar untuk wilayah gempa tipikal	46
Tabel A.2	Kategori kinerja seismik	46
Tabel A.3	Koefisien profil tanah (S).....	46
Tabel A.4	Prosedur analisis berdasarkan kategori kinerja seismik (A-D).....	46
Tabel A.5	Faktor modifikasi respon (R_d) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah.....	47
Tabel A.6	Gaya elastis dan modifikasi akibat gerakan gempa memanjang	50
Tabel A.8	Gaya elastis dan modifikasi akibat gerakan gempa melintang	54
Tabel A.9	Gaya dan momen seismik maksimum untuk kombinasi beban 1 dan beban 2 .	55
Tabel A.10	Gaya berat mati.....	55
Tabel A.11	Perhitungan gaya akibat sendi plastis kolom	58
Tabel B.1	Besaran perletakan isolasi dasar tipe karet dengan inti timah	64
Tabel B.2	Gaya geser dan perpindahan/simpangan gempa untuk perencanaan dibanding nilai riwayat waktu	65
Tabel C.1	Berat titik masa dan kekakuan balok	75
Tabel C.2	Simpangan akibat gaya horizontal	76

Prakata

Standar Nasional Indonesia (SNI) tentang “Perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan” adalah modifikasi dan revisi dari SNI 03-2833-1992, *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan jalan raya*. Dalam standar ini dijelaskan dinamika struktur agar setiap perencana akan menguasai segi kekuatan, keamanan dan kinerja ketahanan gempa jembatan dalam suatu proses perencanaan utuh.

Standar ini disusun oleh Panitia Teknik Bahan Konstruksi Bangunan dan Rekayasa Sipil melalui Gugus Kerja Jembatan dan Bangunan Pelengkap Jalan pada Subpanitia Teknik Rekayasa Jalan dan Jembatan.

Tata cara penulisan disusun mengikuti Pedoman Standardisasi Nasional 08:2007 dan dibahas dalam forum Konsensus yang diselenggarakan pada tanggal 11 Mei 2006 di Bandung, yang melibatkan para narasumber, pakar dan lembaga terkait.



Pendahuluan

Standar ini merupakan modifikasi dan peninjauan ulang peraturan gempa sesuai perkembangan teknologi sehingga menjadi setaraf dengan peraturan luar negeri serta mengikuti perkembangan spesifikasi Jepang, New Zealand dan California.

Karena tuntutan perkembangan teknologi maka standar ini membahas analisis dinamis. Cara spektral moda tunggal dan majemuk dengan atau tanpa pengaruh interaksi tanah merupakan perhitungan semi-dinamis. Analisis dinamis dengan cara riwayat waktu sering menggunakan rekaman akselerasi gempa dari luar, sehingga perlu disesuaikan dengan akselerasi puncak (*Peak Ground Acceleration*) untuk wilayah gempa yang ditinjau.

Interaksi tanah pada fondasi berdasarkan parameter dinamis yang diturunkan dari parameter statis $N(SPT)$ dibahas untuk tipe fondasi langsung, fondasi tiang dan sumuran. Analisis interaksi tanah pada cara spektral moda tunggal dilakukan dengan perhitungan tangan. Cara spektral moda majemuk memerlukan analisis dengan menggunakan perangkat lunak.

Periode ulang gempa menentukan besarnya akselerasi puncak gempa PGA yang berkaitan dengan umur rencana jembatan. Umur rencana jembatan 50 dan 100 tahun sebanding dengan periode ulang gempa 500 tahun dan 1000 tahun. Akselerasi puncak PGA sesuai wilayah gempa akan menetapkan besarnya koefisien respon gempa. Koefisien respon gempa menetapkan besarnya gaya gempa horizontal dan vertikal yang bekerja pada struktur jembatan.

Koefisien respon gempa dapat ditentukan dengan dua cara : plastis dan elastis. Koefisien respon plastis merupakan perhitungan statis ekuivalen dengan faktor daktilitas 4 dan faktor risiko 1. Koefisien respon elastis merupakan perhitungan dinamis dengan faktor daktilitas dan faktor risiko pilihan yang disesuaikan dengan konfigurasi dan fleksibilitas pilar jembatan.

Perencanaan perletakan menjadi pembahasan penting mengingat kerusakan perletakan akibat gempa berpengaruh pada seluruh jembatan. Terjatuhnya bangunan atas akibat gerakan gempa diatasi dengan sistem penahan di tumpuan. Sistem perletakan isolasi dasar akan meredam gaya gempa di tiap pilar/pangkal jembatan secara individual. Sistem peredam *shock transmission unit* atau *locking unit device* yang sering digunakan pada jembatan bentang panjang akan meredam gempa dengan kerjasama semua pilar dan/atau pangkal jembatan dalam memikul gaya gempa.



Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan

1 Ruang lingkup

Standar ini digunakan untuk merencanakan struktur jembatan tahan gempa sehingga kerusakan terjadi setempat dan mudah diperbaiki, struktur tidak runtuh dan dapat dimanfaatkan kembali.

Standar ini merupakan modifikasi dan peninjauan ulang SNI 03-2833-1992, Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan jalan raya dalam lingkup aspek sebagai berikut:

- struktur daktail dan tidak daktail;
- perencanaan dan penelitian seismik terkait;
- analisis seismik untuk jembatan bentang tunggal sederhana dan majemuk;
- analisis interaksi fondasi dan tanah sekitarnya;
- analisis perlengkapan perletakan dalam menahan gerakan gempa;
- analisis perletakan dengan sistem isolasi dasar sebagai peredam gempa;
- prinsip analisis riwayat waktu;
- analisis sendi plastis.

2 Acuan normatif

SNI 03-1726-2002, *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung*

3 Istilah dan definisi

3.1

cara analisis dinamis

cara perencanaan gempa melalui analisis kinerja dinamis struktur selama terjadi gempa

3.2

cara koefisien gempa

cara perencanaan gempa dimana beban gempa dikerjakan secara statis pada struktur, mempertimbangkan karakteristik getaran dari keadaan batas elastis dan plastis struktur

3.3

cara perencanaan daktail

cara perencanaan gempa dimana beban gempa dikerjakan secara statis pada struktur, mempertimbangkan daktilitas dan kekuatan dinamis dari keadaan batas plastis struktur

3.4

cara perencanaan isolasi gempa

cara perencanaan gempa dimana gaya inersia dikurangi oleh perletakan dengan isolasi gempa, untuk memperpanjang waktu alami jembatan secukupnya, dan untuk meningkatkan kinerja redaman

3.5

faktor daktilitas

rasio dari simpangan respon terhadap simpangan leleh pada lokasi dimana gaya inersia bangunan atas bekerja dalam elemen struktural

3.6

faktor daktilitas ijin

faktor daktilitas yang diijinkan dalam elemen struktural untuk membatasi simpangan respon dari elemen struktural

3.7

jenis tanah untuk perencanaan gempa

klasifikasi jenis tanah secara teknis sehubungan karakteristik getaran tanah akibat gempa

3.8

kekuatan ultimit

kekuatan horizontal dari elemen struktural akibat gaya gempa

3.9

koefisien gempa horizontal rencana

koefisien yang digunakan untuk mengalikan berat jembatan agar diperoleh gaya inersia dalam arah horizontal untuk perencanaan gempa

3.10

koefisien gempa horizontal ekuivalen

koefisien gempa horizontal yang diperoleh dengan mempertimbangkan faktor daktilitas ijin

3.11

likuefaksi

fenomena kerusakan struktur tanah bila lapisan tanah pasir jenuh kehilangan kekuatan geser karena melonjaknya tekanan air pori akibat gerakan gempa

3.12

panjangudukan tumpuan

panjang yang dibentuk pada ujung gelagar dalam sistem pencegah kehilangan tumpuan, antara ujung gelagar dan tepi atas bangunan bawah, untuk mencegah gelagar berpindah dari tepi atas bangunan bawah walaupun terjadi simpangan relatif besar yang tidak terduga antara bangunan atas dan bangunan bawah

3.13

pengaruh gempa

evaluasi teknis dari pengaruh gerakan gempa pada jembatan seperti gaya inersia, tekanan tanah, tekanan air, dan likuefaksi dan penyebaran lateral yang digunakan dalam perencanaan gempa

3.14**periode alami**

waktu getar alami dari jembatan yang bergetar bebas

3.15**perlengkapan pencegah lepasnya gelagar dari tumpuan**

perlengkapan yang dipasang pada ujung gelagar dalam sistem pencegah kehilangan tumpuan, untuk mencegah ujung gelagar berpindah melewati panjang tumpuan walaupun terjadi simpangan besar tidak terduga antara bangunan atas dan bangunan bawah

3.16**perlengkapan pembatas simpangan berlebih**

perlengkapan yang dipasang untuk menahan gaya inersia selama terjadi gempa dalam kombinasi dengan perletakan untuk mencegah terjadinya simpangan relatif besar antara bangunan atas dan bangunan bawah walaupun perletakan mengalami kerusakan

3.17**perlengkapan pencegah penurunan bangunan atas**

perlengkapan yang dipasang untuk mencegah penurunan yang akan mempengaruhi gerakan kendaraan bila perletakan dan sebagainya mengalami kerusakan

3.18**perletakan isolasi**

tumpuan perletakan yang digunakan untuk jembatan yang direncanakan dengan isolasi gempa, yang berfungsi untuk memperpanjang waktu alami jembatan secukupnya serta meningkatkan kinerja redaman

3.19**perlengkapan distribusi gaya horizontal**

perlengkapan untuk mendukung gaya inersia bangunan atas oleh sejumlah bangunan bawah selama terjadi gempa. Perlengkapan digunakan untuk jembatan dengan perletakan karet, perletakan isolasi atau perletakan tetap

3.20**permukaan tanah untuk perencanaan gempa**

permukaan tanah anggapan untuk perencanaan gempa

3.21**permukaan tanah dasar**

permukaan atas dari tanah cukup keras dengan luas mencakup lokasi yang ditinjau dan berada dibawah tanah yang dianggap bergetar dalam perencanaan gempa

3.22**pengaman sambungan dilatasi**

perlengkapan yang dipasang untuk mencegah kerusakan sambungan dilatasi oleh gempa yang kemungkinan besar terjadi selama umur pelayanan jembatan

3.23

penyebaran lateral

fenomena tipikal dimana tanah bergerak horizontal akibat likuefaksi

3.24

sendi plastis

struktur sendi yang mengijinkan deformasi plastis agar mempertahankan kekuatan secara stabil bila elemen struktural mengalami pembebanan berulang. Bagian dimana terjadi sendi plastis disebut daerah sendi plastis, dan panjang daerah sendi plastis dalam arah aksial dari elemen disebut panjang sendi plastis

3.25

spektra respon akselerasi

nilai maksimum dari respon akselerasi untuk sistem derajat kebebasan tunggal dengan waktu alami dan konstanta redaman tertentu akibat gerakan gempa spesifik

3.26

sistem pencegah kehilangan tumpuan

perlengkapan yang dipasang untuk mencegah bangunan atas terhadap kehilangan tumpuan akibat gempa, dan terdiri dari panjang tumpuan, perlengkapan pencegah kehilangan tumpuan, perlengkapan pembatas simpangan berlebih dan perlengkapan pencegah penurunan bangunan atas

3.27

unit getar rencana

sistem struktural yang dapat dianggap bergetar sebagai unit tunggal selama terjadi gempa

3.28

gempa vertikal

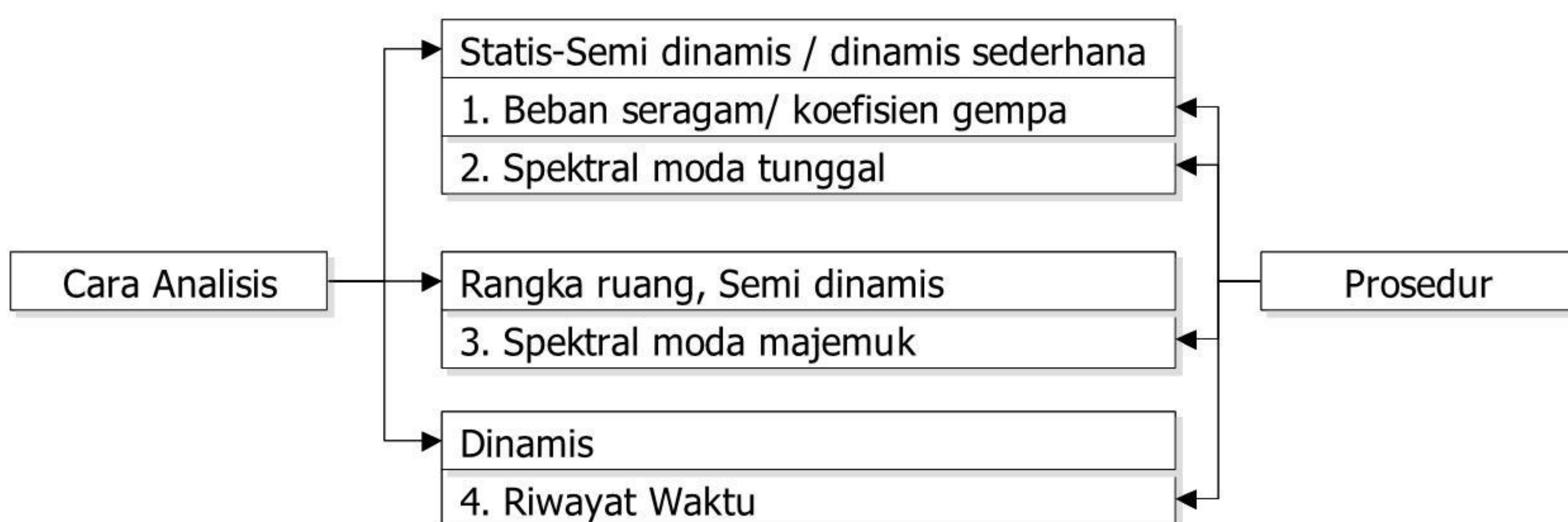
percepatan vertikal gerakan tanah

4 Peraturan gempa yang dimodifikasi

4.1 Cara analisis tahan gempa

Analisis seismik rinci tidak harus dilakukan untuk jembatan dengan bentang tunggal sederhana. Bagaimanapun disyaratkan panjang perletakan minimum (lihat Tabel 4 dan Gambar 2) serta hubungan antara bangunan atas dan bangunan bawah direncanakan menahan gaya inersia yaitu perkalian antara reaksi beban mati dan koefisien gempa.

Pilihan prosedur perencanaan tergantung pada tipe jembatan, besarnya koefisien akselerasi gempa dan tingkat kecermatan. Terdapat empat prosedur analisis (lihat Gambar 1), dimana prosedur 1 dan 2 sesuai untuk perhitungan tangan dan digunakan untuk jembatan beraturan yang terutama bergetar dalam moda pertama. Prosedur 3 dapat diterapkan pada jembatan tidak beraturan yang bergetar dalam beberapa moda sehingga diperlukan program analisis rangka ruang dengan kemampuan dinamis (lihat Tabel 1 dan Tabel 2). Prosedur 4 diperlukan untuk struktur utama dengan geometrik yang rumit dan atau berdekatan dengan patahan gempa aktif.



Gambar 1 Prosedur analisis tahan gempa

Tabel 1 Kategori kinerja seismik

Koefisien percepatan puncak di batuan dasar (A/g)	Klasifikasi kepentingan I (Jembatan utama dengan faktor keutamaan 1,25)	Klasifikasi kepentingan II (Jembatan biasa dengan faktor keutamaan 1)
$\geq 0,30$	D	C
0,20-0,29	C	B
0,11-0,19	B	B
$\leq 0,10$	A	A

Tabel 2 Prosedur analisis berdasarkan kategori kinerja seismik (A-D)

Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-
Struktur rumit	4	3	2	1

Tabel 3 Faktor modifikasi respon (R_d) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah

	Kolom atau pilar	Penghubung (<i>connection</i>) bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (<i>b</i>)	Kolom, pilar atau tiang (<i>c</i>)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding (<i>a</i>)	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
<i>pile cap</i> beton	2-3			

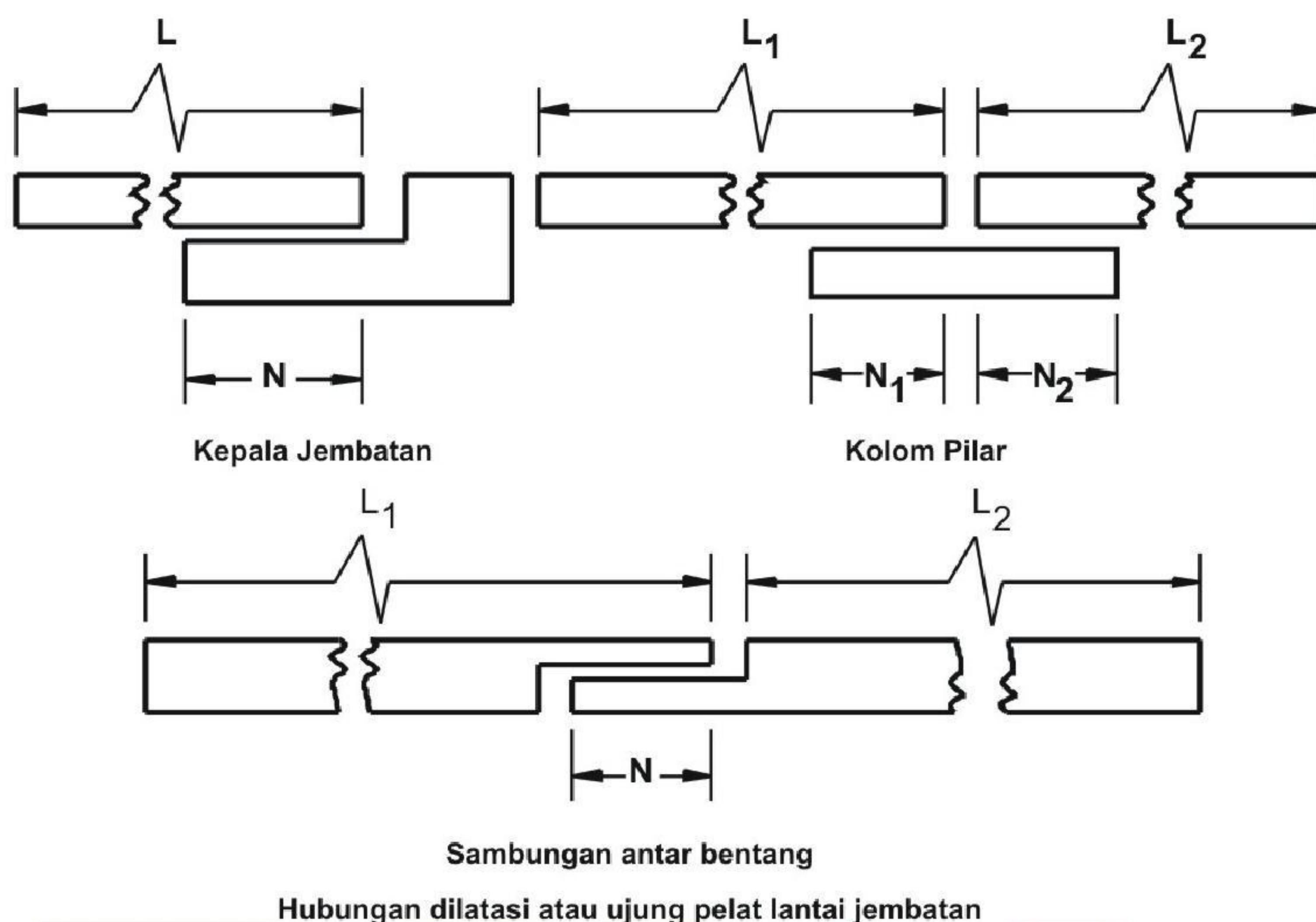
Catatan:

- a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar
- b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R_d = 2,5$ untuk hubungan pada kepala jembatan
- c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom

Gaya seismik rencana ditentukan dengan membagi gaya elastis dengan faktor modifikasi respon R_d sesuai tingkatan daktilitas (lihat Tabel 3). Untuk pilar kolom majemuk $R_d = 5$ untuk kedua sumbu ortogonal. Faktor $R_d = 0,8$ untuk hubungan bangunan atas pada kepala jembatan, $R_d = 1,0$ untuk hubungan kolom pada *cap* atau bangunan atas dan kolom pada fondasi. Untuk perencanaan fondasi digunakan setengah faktor R_d tetapi untuk tipe *pile cap* digunakan faktor R_d . Untuk klasifikasi D yaitu analisis rinci, dianjurkan cara perhitungan gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis, sehingga faktor R_d tidak digunakan dalam hal ini.

Tabel 4 Kriteria panjang perletakan minimum (N)

Panjang perletakan minimum, N (mm)	Kategori kinerja seismik
$N = (203 + 1,67 L + 6,66 H) (1 + 0,00125 S^2)$ $N = (305 + 2,5 L + 10H) (1 + 0,00125 S^2)$	A dan B C dan D
Catatan: – L adalah panjang lantai jembatan (m) – H adalah tinggi rata-rata dari kolom (m), sama dengan nol untuk bentang tunggal sederhana – S adalah sudut kemiringan/skew perletakan (derajat)	



Gambar 2 Dimensi panjang dudukan perletakan minimum

4.2 Koefisien geser dasar (*base shear*)

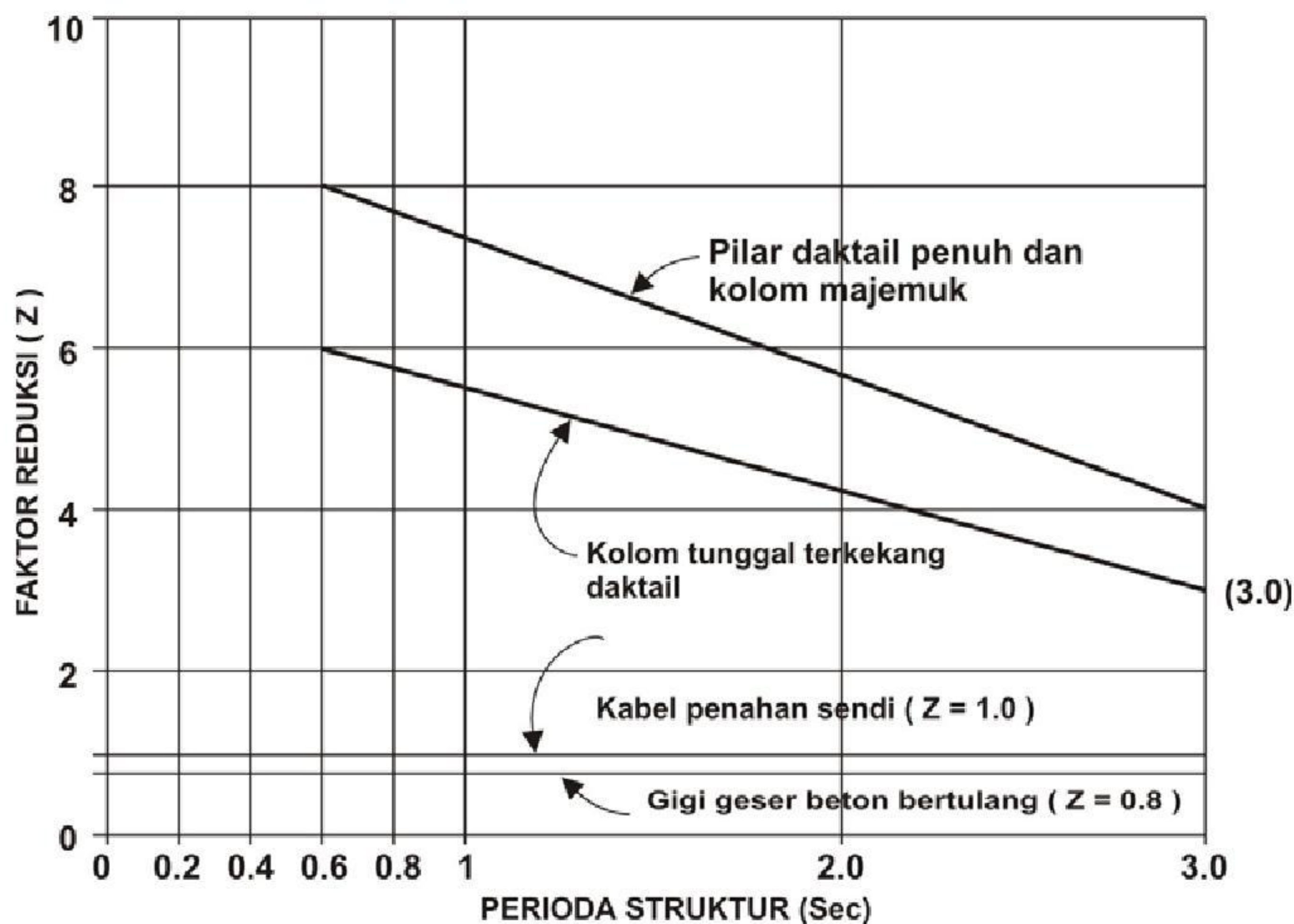
Koefisien geser dasar elastis dan plastis berdasarkan program 'Shake' dari *California Transportation Code* ditentukan dengan rumus (1.a, 1.b) dan Gambar 3 sebagai berikut:

$$C_{elastis} = A.R.S \dots\dots\dots (1.a)$$

$$C_{plastis} = \frac{A.R.S}{Z} \dots\dots\dots (1.b)$$

dengan pengertian:

- $C_{elastis}$ adalah koefisien geser dasar tanpa faktor daktilitas dan risiko (Z) (lihat Gambar 4);
- $C_{plastis}$ adalah koefisien geser dasar termasuk faktor daktilitas dan risiko (Z) (lihat Gambar 5);
- A adalah percepatan/akselerasi puncak PGA di batuan dasar (g) (lihat Tabel 6);
- R adalah respon batuan dasar;
- S adalah amplifikasi di permukaan sesuai tipe tanah;
- Z adalah faktor reduksi sehubungan daktilitas dan risiko (lihat Gambar 3).



Gambar 3 Faktor reduksi pengaruh daktilitas dan risiko (Z)

Dengan menghilangkan faktor Z dari spektra respon, diperoleh koefisien geser dasar elastis yang memberikan kebebasan untuk menentukan tingkat daktilitas serta tingkat plastis. Spektra tanpa faktor Z digunakan dalam analisis dinamis, karena versi spektra yang telah direduksi akan membingungkan. Analisis dinamis menggunakan faktor reduksi R_d (lihat Tabel 3) sebagai pengganti faktor Z.

Koefisien geser dasar elastis (A.R.S) diturunkan untuk percepatan/akselerasi puncak (PGA) wilayah gempa Indonesia dari respon spektra "Shake" sesuai konfigurasi tanah (lihat Gambar 4). Perkalian tiga faktor A, R dan S menghasilkan spektra elastis dengan 5% redaman. Konfigurasi tanah terbagi dalam tiga jenis: tanah teguh dengan kedalaman batuan (0 m sampai dengan 3 m), tanah sedang dengan kedalaman batuan (3 m sampai dengan 25 m), tanah lembek dengan kedalaman batuan melebihi 25 m. Fondasi pada tanah lembek harus direncanakan lebih aman dari fondasi pada tanah baik (lihat Tabel 5).

Koefisien geser dasar C elastis juga dapat ditentukan dengan rumus berikut:

$$C_{elastis} = \frac{1,2.A.S}{T^{2/3}} \text{ dengan syarat } C_{elastis} \leq 2,5.A \dots\dots\dots (2)$$

dengan pengertian:

- A adalah akselerasi puncak di batuan dasar (g) (lihat Tabel 6);
- T adalah perioda alami struktur (detik);
- S adalah koefisien tanah (lihat Tabel 5).

Tabel 5 Koefisien tanah (S)

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1=1,0$	$S_2=1,2$	$S_3=1,5$

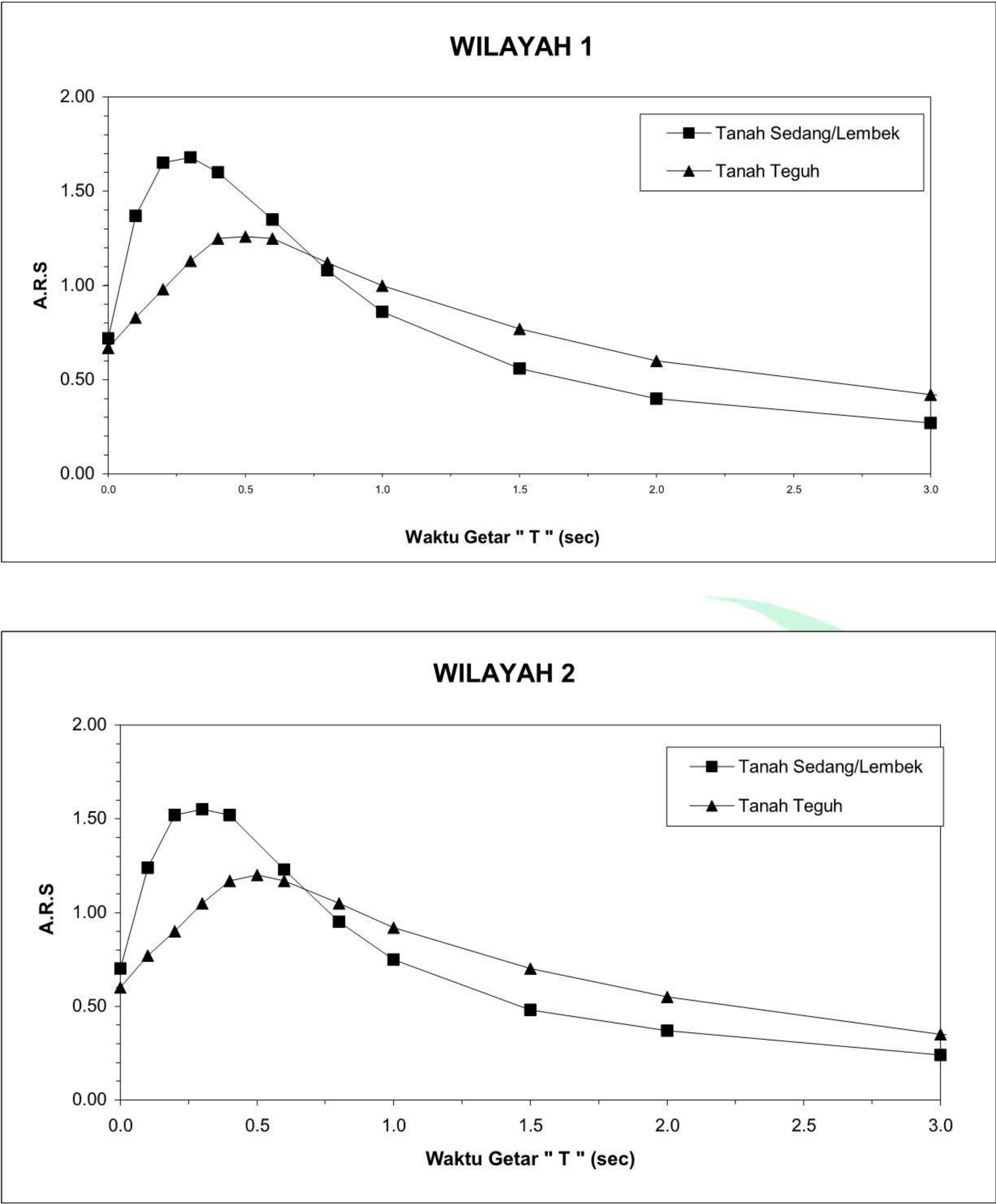
Peraturan gempa yang selama ini berlaku, menggunakan koefisien geser dasar plastis (A.R.S/Z) dimana termasuk faktor daktilitas rata-rata sebesar 4 dan faktor risiko 1 serta redaman 5%, sehingga langsung dapat digunakan oleh perencana dalam menentukan nilai koefisien gempa untuk analisis statis (lihat Gambar 5).

Peta gempa untuk periode ulang 50 tahun, 100 tahun, 200 tahun, 500 tahun, dan 1000 tahun, Gambar 6, menunjukkan akselerasi di batuan dasar sebagai berikut:

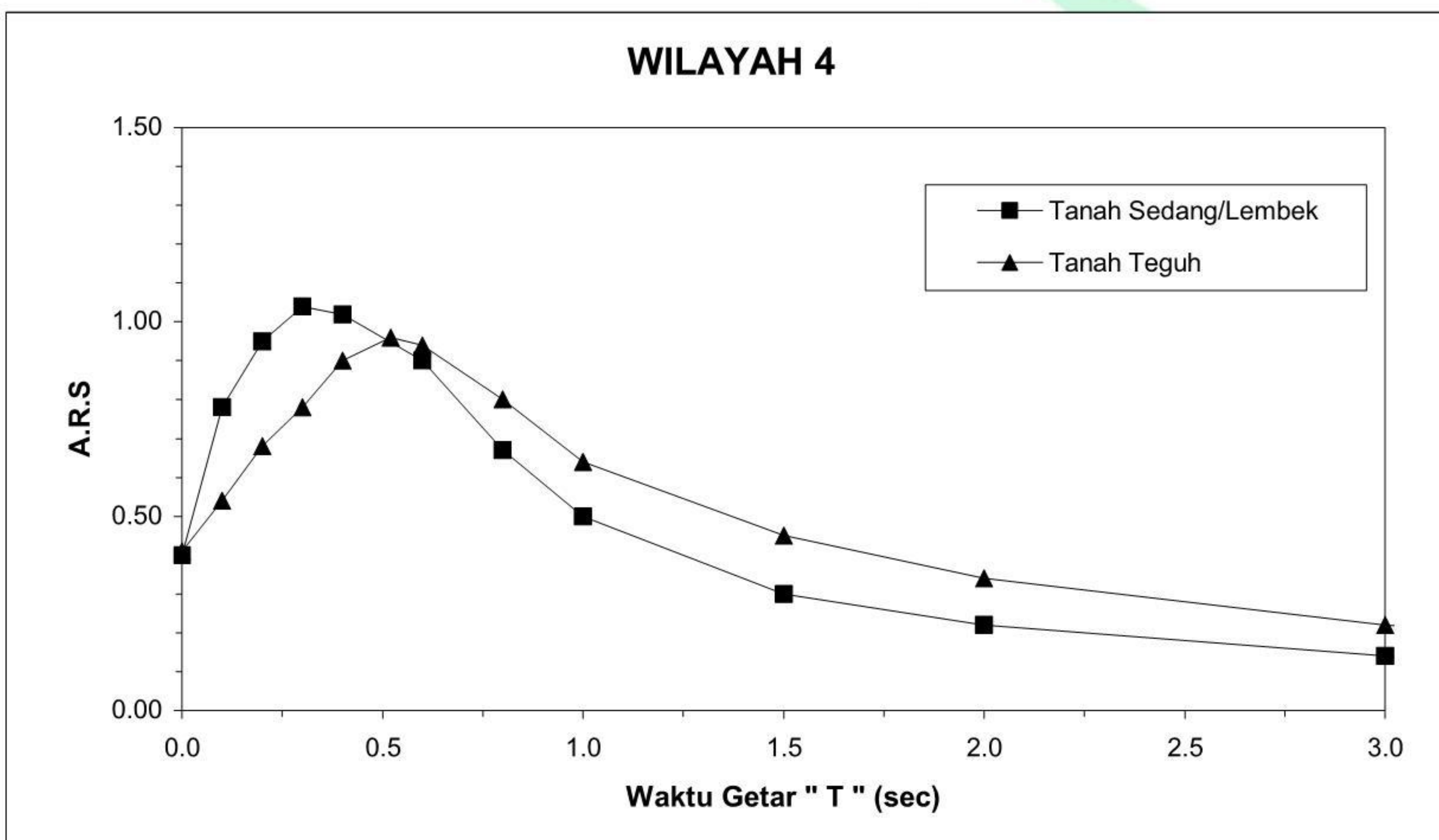
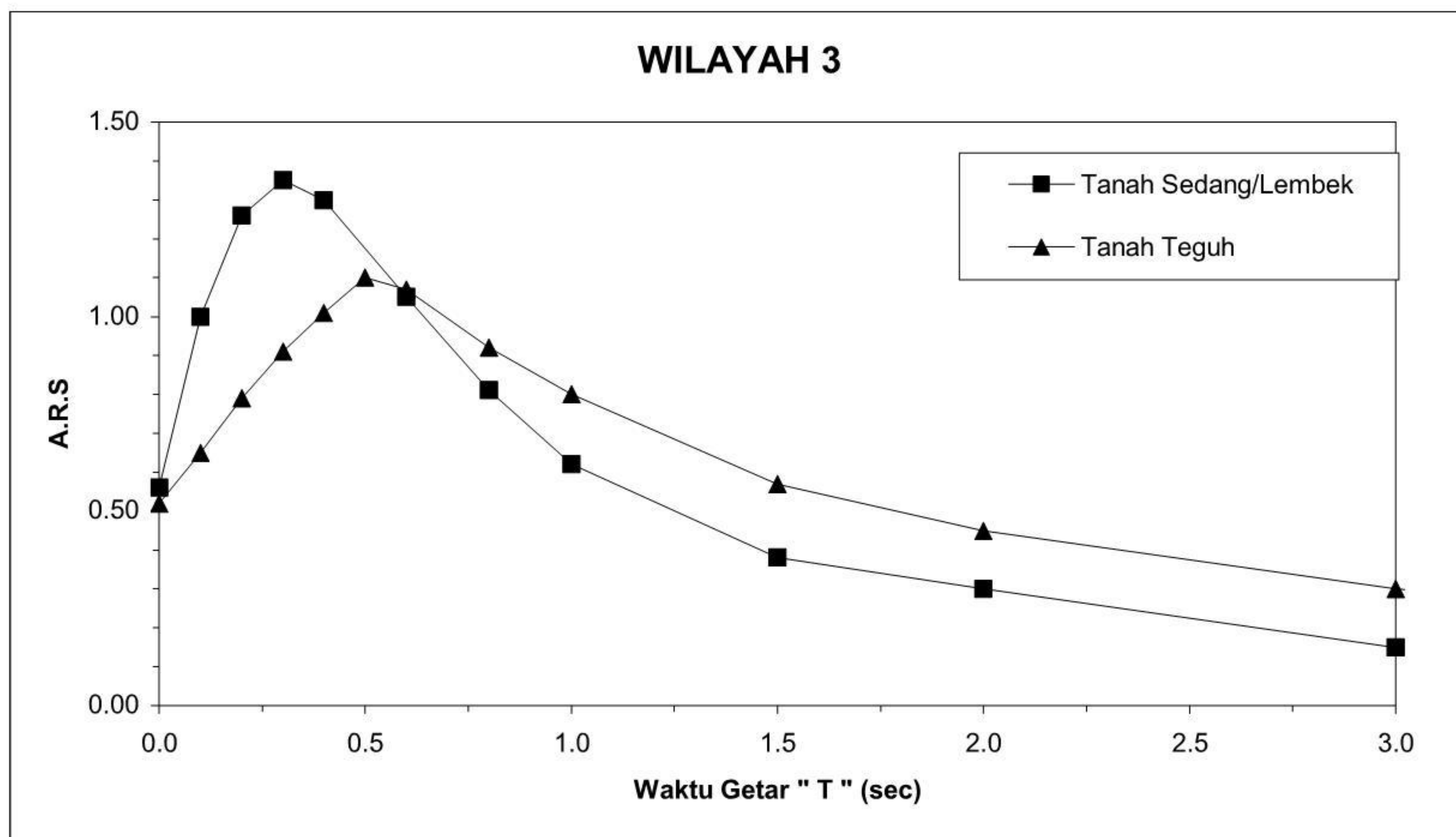
Tabel 6 Akselerasi puncak PGA di batuan dasar sesuai periode ulang

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53 – 0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46 – 0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36 – 0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26 – 0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15 – 0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05 – 0,10	0,06-0,11

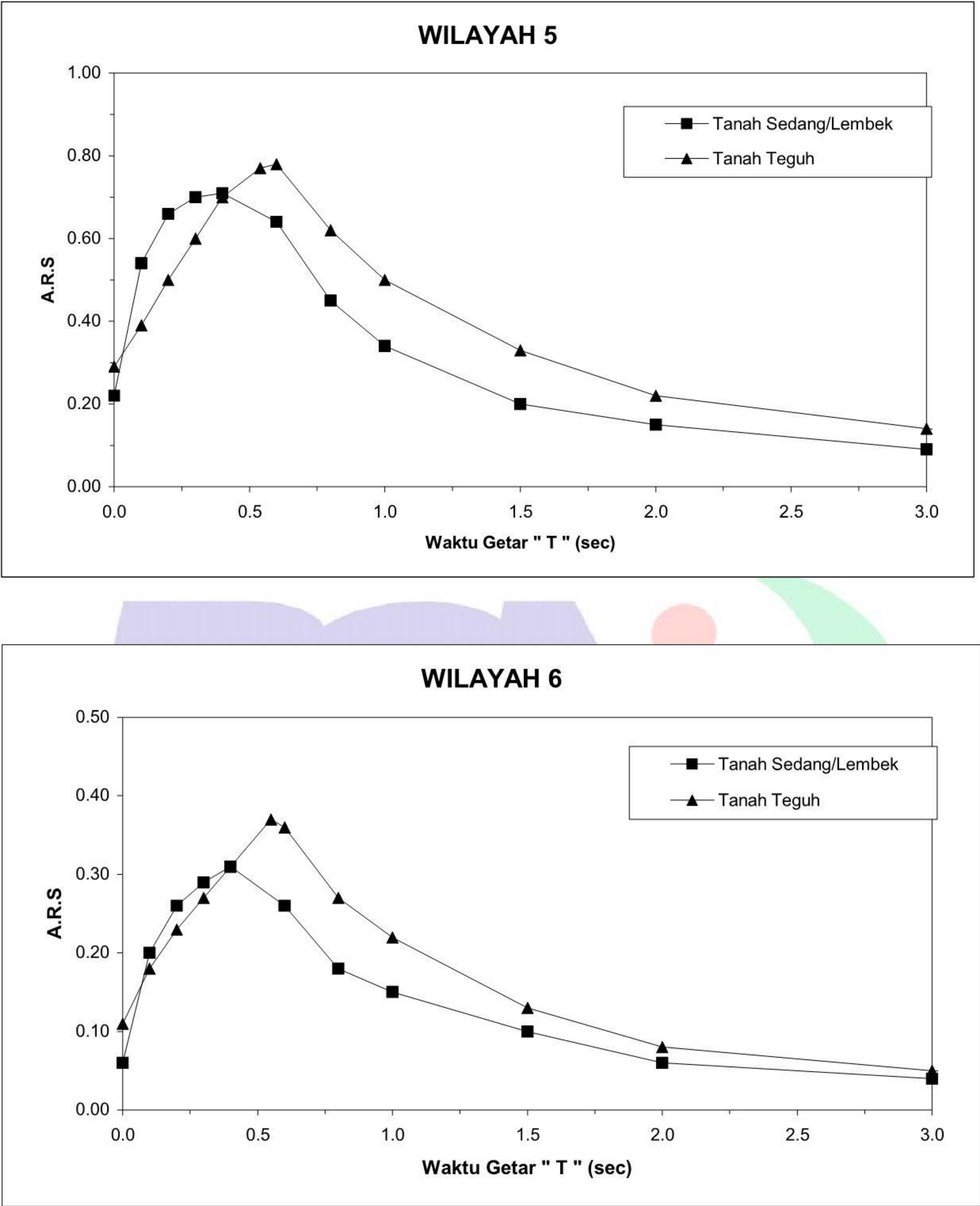




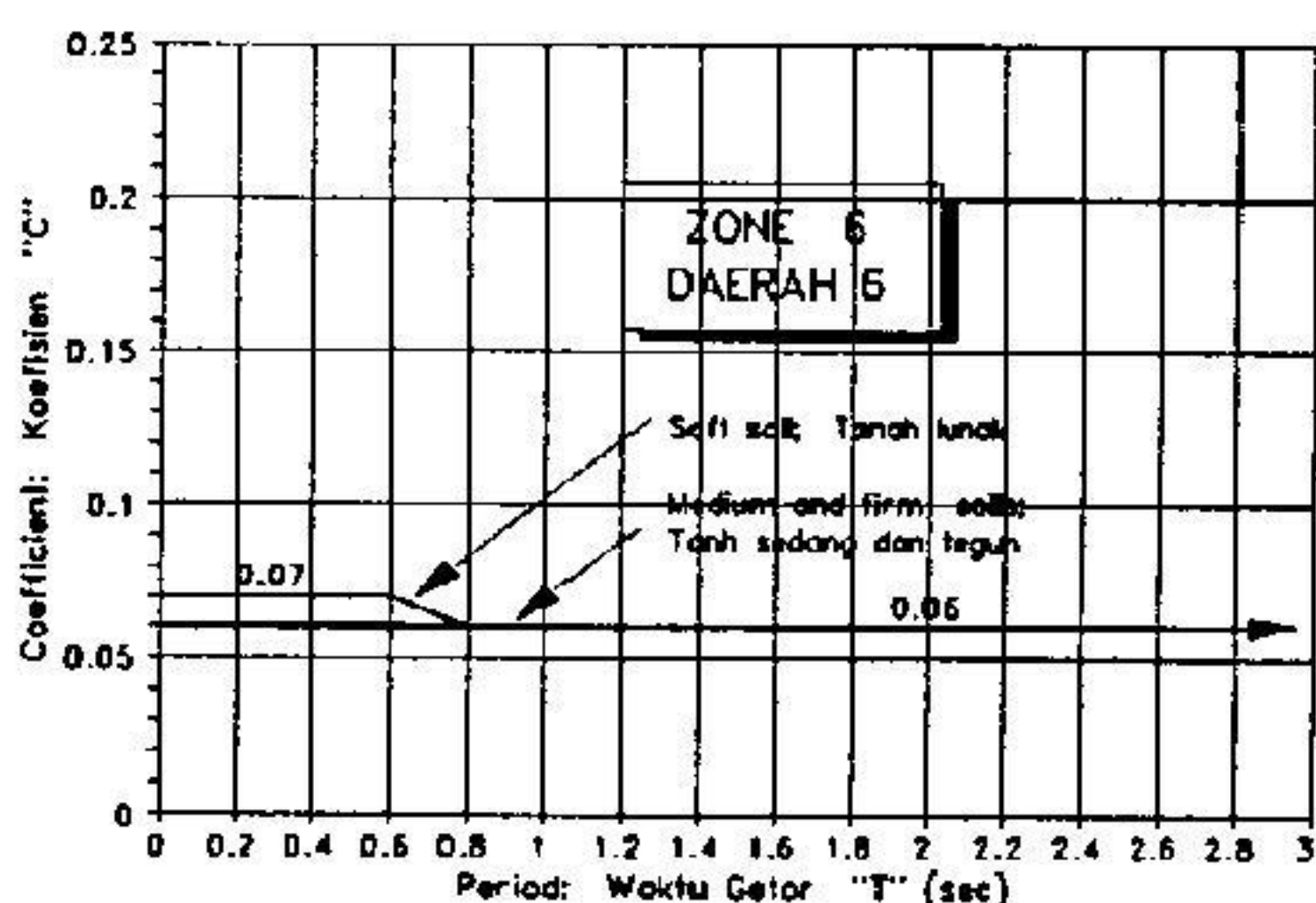
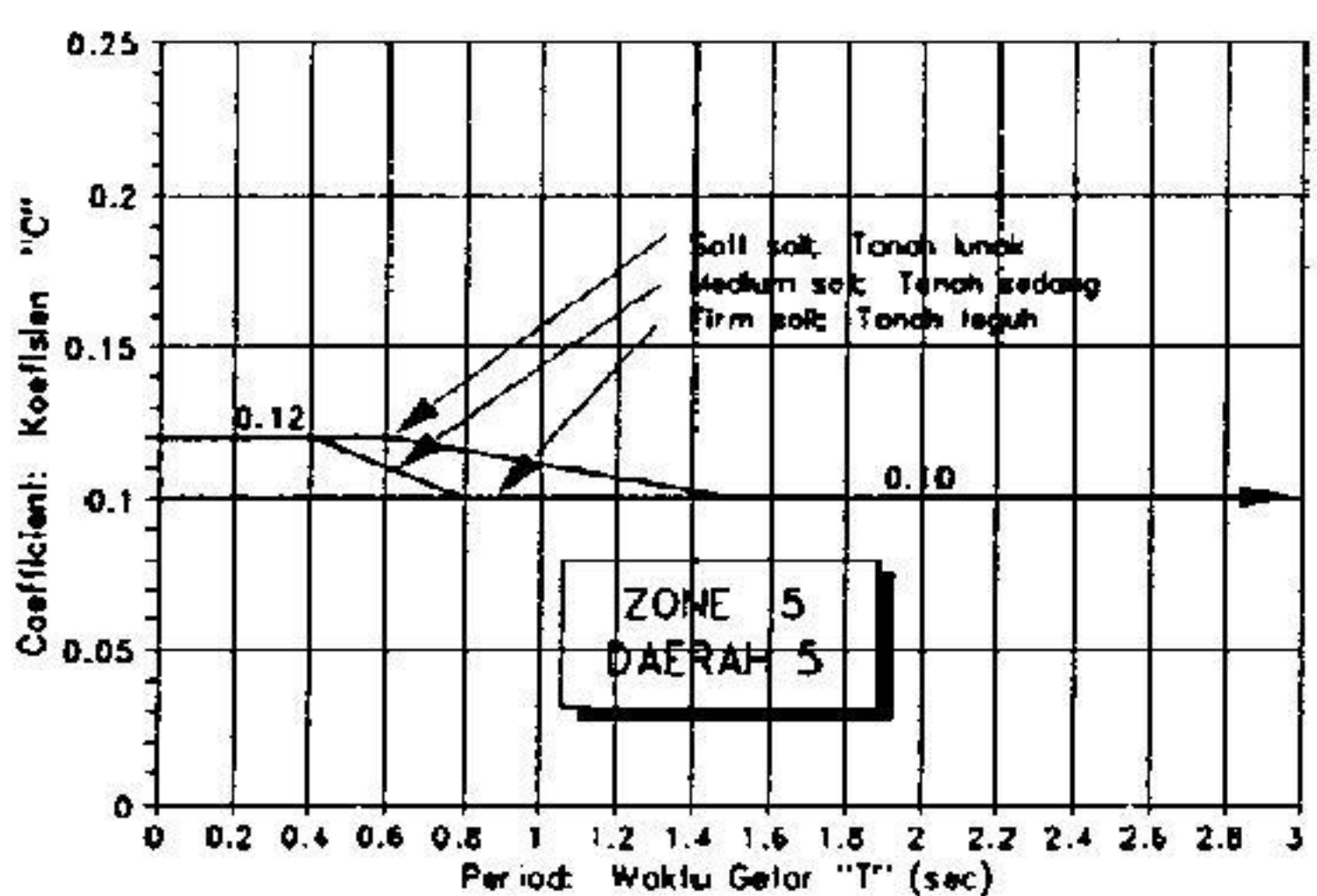
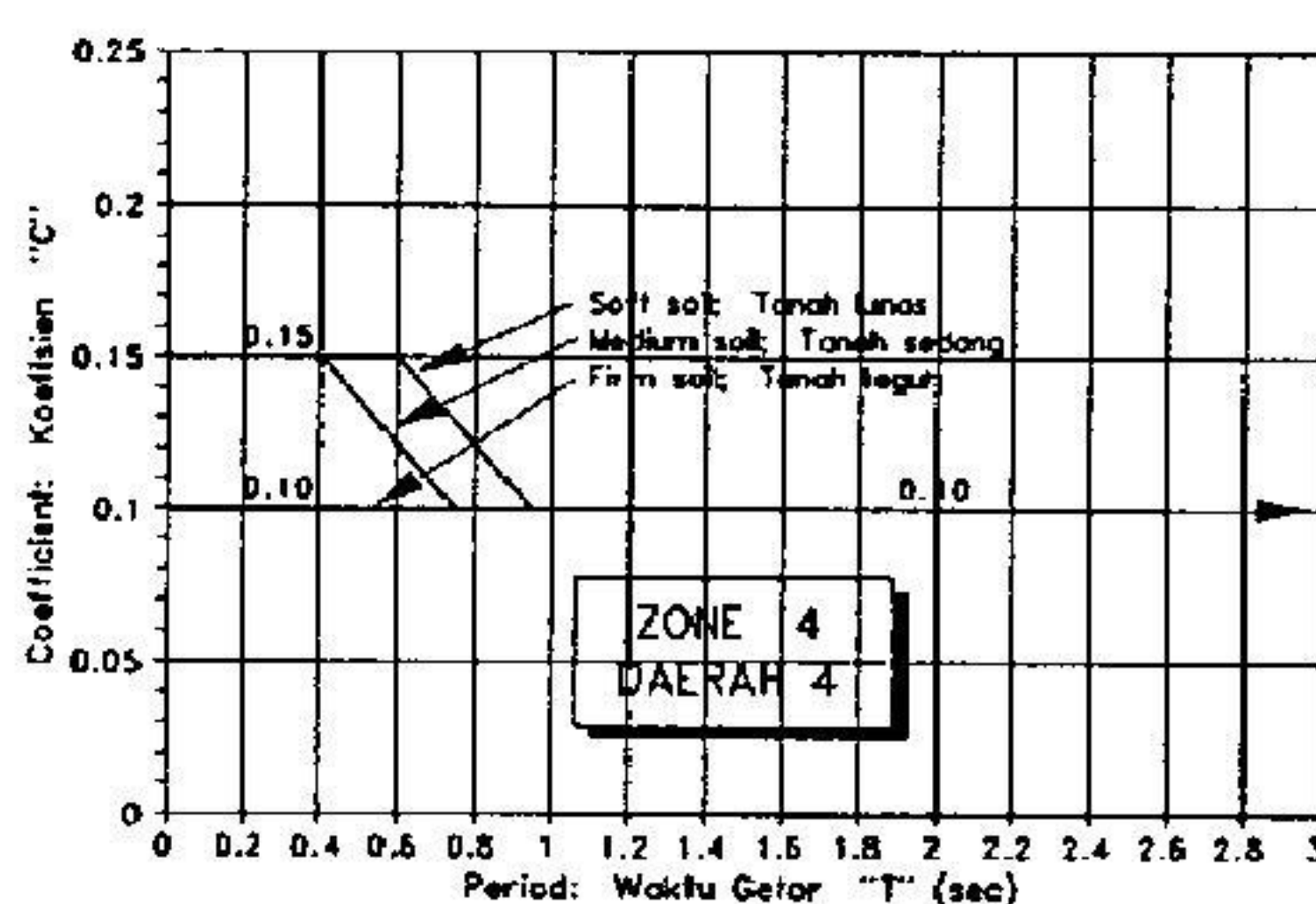
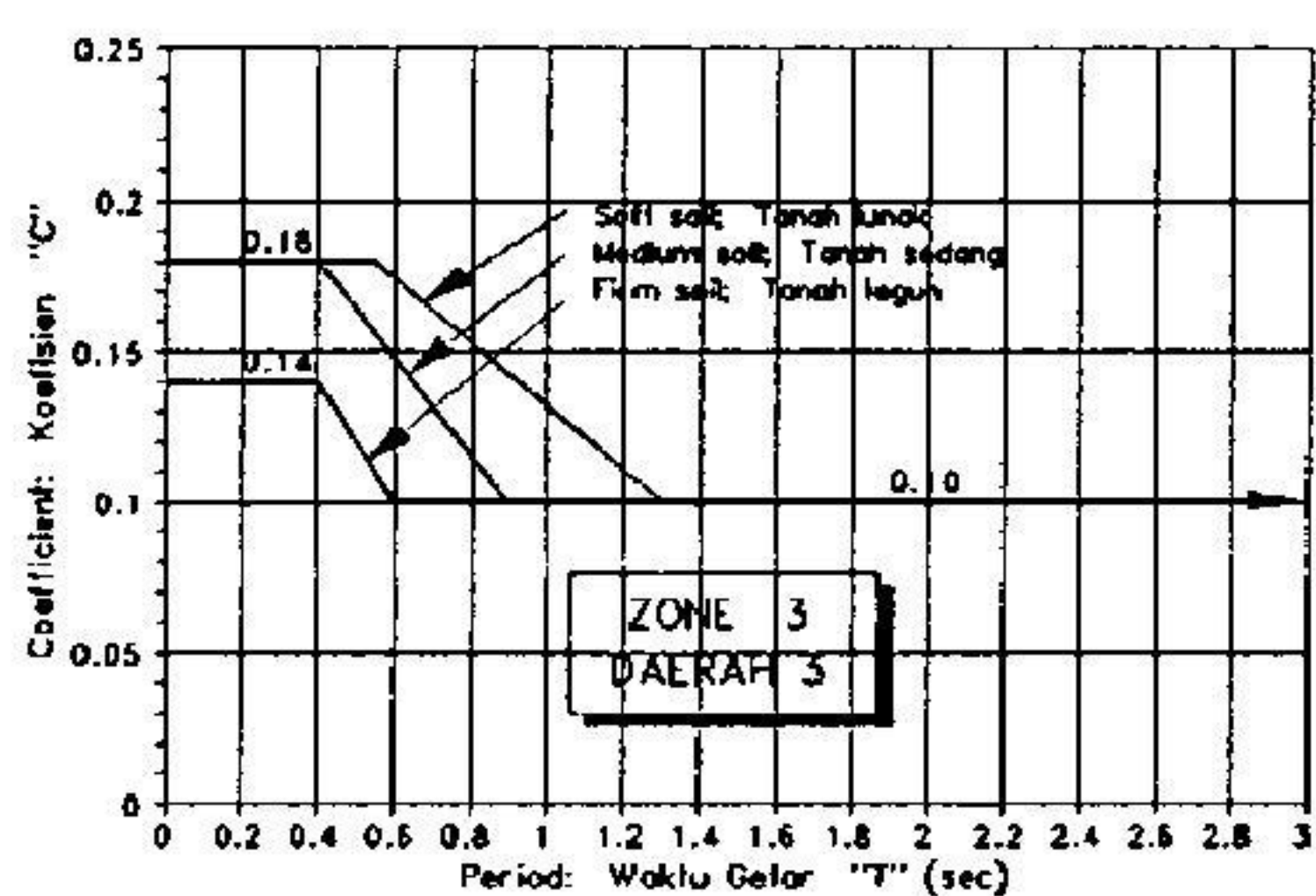
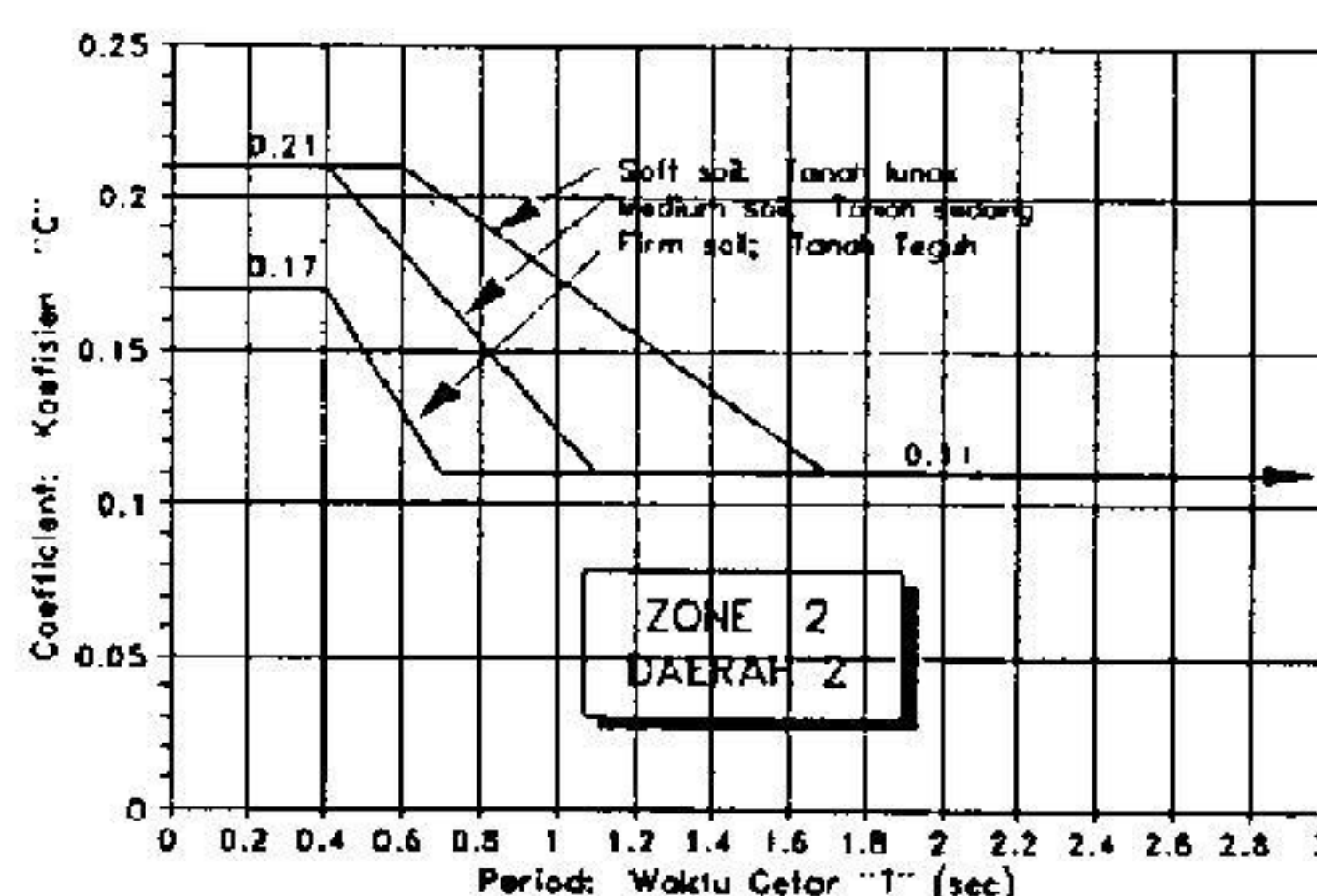
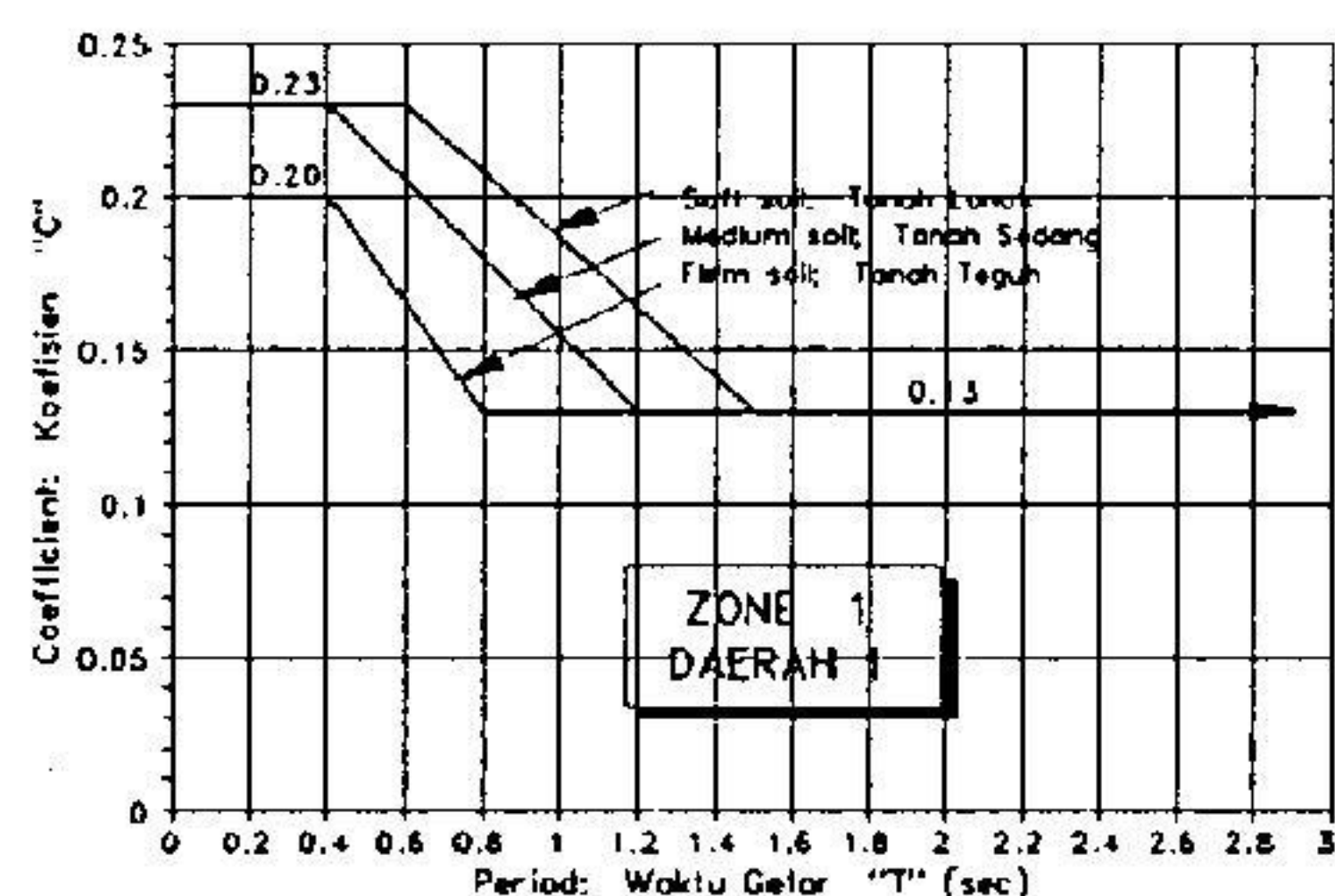
Gambar 4 Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun



Gambar 4 (lanjutan) Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun



Gambar 4 (lanjutan) Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun



Gambar 5 Koefisien geser dasar (C) plastis untuk analisis statis, periode ulang 500 tahun



Gambar 6 Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun

4.3 Prinsip analisis riwayat waktu

4.3.1 Umum

Analisis dinamis diperlukan sebagai verifikasi, bila kinerja struktur terhadap gempa tidak diwakili sepenuhnya oleh prosedur perhitungan statis dan semi dinamis (lihat Tabel 2).

Analisis dinamis perlu dipertimbangkan untuk tipe jembatan dengan kinerja rumit sebagai berikut:

- bentang utama melebihi 200 m;
- jembatan fleksibel dengan periode panjang yang melebihi 1,5 detik;
- jembatan dengan pilar tinggi yang melebihi 30 m;
- jembatan pelengkung dengan rantai di atas, struktur kabel (*cable-stayed*), jembatan gantung, jembatan yang menggunakan isolasi dasar.

4.3.2 Cara analisis dinamis

Cara yang digunakan untuk analisis dinamis adalah cara respon spektra berdasarkan analisis riwayat waktu dan analisis moda, serta cara integral langsung yang menggunakan rumus pergerakan *equation of motion*.

Untuk analisis riwayat waktu diperlukan data gempa besar tipikal yang umumnya terjadi di luar lokasi jembatan. Gerakan gempa masukan berupa gelombang akselerasi dengan amplitudo yang dimodifikasi berdasarkan wilayah frekuensi (*frequency zone*) sehingga sesuai akselerasi standar respon spektra. Gempa tipikal harus dipilih berdasarkan kondisi tanah dan topografi yang serupa dengan lokasi jembatan, sehingga dapat dilakukan modifikasi amplitudo.

Gempa masukan di permukaan tanah anggapan dimodifikasi dengan rumus berikut:

$$S = c_D S_o \dots\dots\dots (3a)$$

dengan pengertian:

S adalah Akselerasi gempa masukan (g);

c_D adalah Faktor modifikasi nilai redaman terhadap standar 5% sesuai konstanta redaman moda h_i ;

S_o adalah Akselerasi wilayah gempa dari respon spektra (g).

$$c_D = \frac{1,5}{40h_i + 1} + 0,5 \dots\dots\dots (3b)$$

dengan pengertian:

h_i adalah konstanta redaman moda

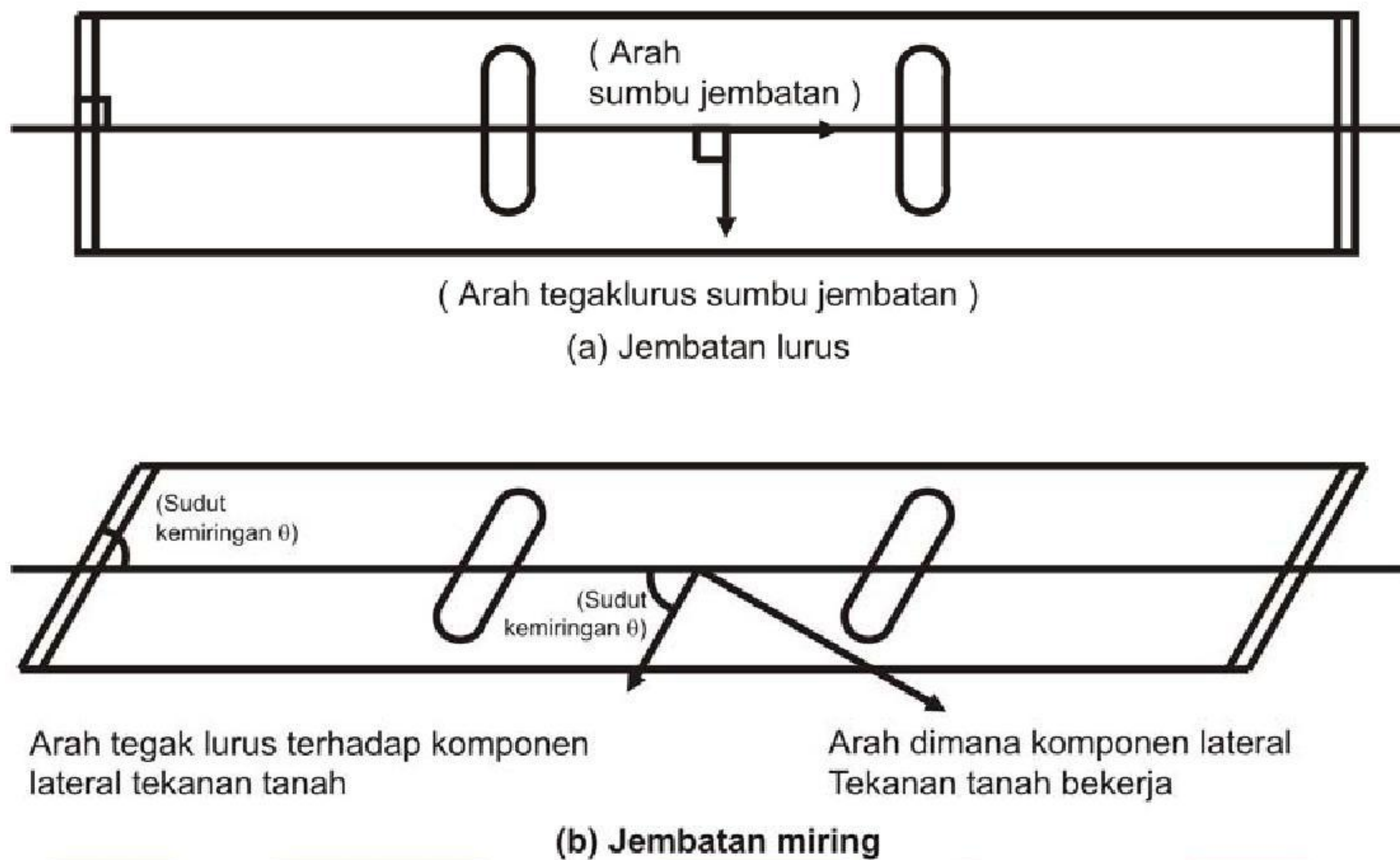
Bilamana analisis dinamis menunjukkan hasil yang jauh lebih kecil dari analisis statis, maka perencanaan seismik umumnya didasarkan pada hasil analisis statis.

4.4 Pengaruh gaya inersia

Gaya inersia diperhitungkan pada setiap unit getar rencana (*vibration unit*) yang sesuai dengan anggapan struktur untuk periode alami (T) yang dibahas lebih lanjut dalam sub bab 4.5.

Perencanaan tahan gempa secara plastis (dengan koefisien gempa horizontal rencana) dan secara elasto-plastis (dengan tingkat daktilitas pilihan) menggunakan gaya inersia dalam dua arah horizontal yang saling tegak lurus. Untuk perencanaan tumpuan juga ditinjau gaya inersia dalam arah vertikal. Gaya inersia dalam dua arah horizontal bekerja umumnya dalam

arah sumbu jembatan dan arah tegak lurus sumbu jembatan. Tetapi bila arah komponen horizontal tekanan tanah berlainan dengan arah sumbu jembatan dalam perencanaan bangunan bawah, gaya inersia harus mengikuti arah komponen horizontal tekanan tanah dan arah yang tegak lurus padanya (lihat Gambar 7).



Gambar 7 Arah gerakan gaya inersia

Gaya gempa dalam arah ortogonal dikombinasikan sebagai berikut:

Kombinasi beban 1: 100% gaya gerakan memanjang ditambah 30% gaya gerakan melintang.

Kombinasi beban 2: 100% gaya gerakan arah melintang ditambah 30% gerakan arah memanjang.

4.5 Perumusan periode alami jembatan

4.5.1 Rumus periode alami

Rumus periode alami ditentukan berdasarkan sistem dinamis dengan satu derajat kebebasan tunggal sebagai berikut:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \dots\dots\dots (4a)$$

dengan pengertian:

W adalah berat bangunan bawah jembatan dan bagian bangunan atas yang dipikul (tf);

K adalah konstanta kekakuan (tf/m);

g adalah gravitasi (9,8 m/s²).

Bila gaya W bekerja dalam arah horizontal, deformasi simpangan horizontal δ pada bangunan atas menjadi sebagai berikut:

$$\delta = \frac{W}{K}$$

$$\text{sehingga } T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} = 2\pi \sqrt{\frac{\delta}{g}} = 2,01\sqrt{\delta} \quad \dots\dots\dots (4b)$$

4.5.2 Cara spektral moda tunggal

Bila unit getar rencana terdiri dari satu bangunan bawah dan bagian bangunan atas yang didukungnya, periode alami dihitung dengan rumus empiris berikut:

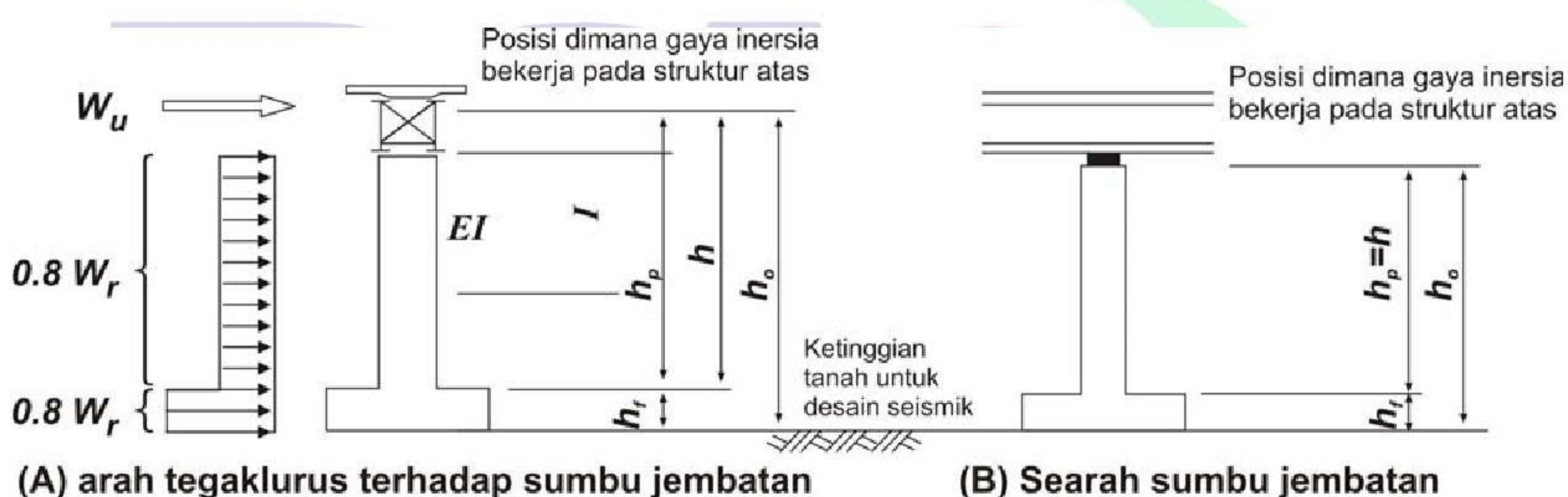
$$T = 2,01\sqrt{\delta} \quad \dots\dots\dots (5)$$

dengan pengertian:

T adalah periode alami dari unit getar rencana (detik);

δ adalah simpangan pada kedudukan gaya inersia bangunan atas, bila gaya sesuai 80% berat bangunan bawah diatas permukaan tanah untuk perencanaan tahan gempa dan berat bagian bangunan atas yang dipikul olehnya dianggap bekerja dalam arah gaya inersia (m).

Dalam perhitungan periode alami digunakan teori getaran moda tunggal (Gambar 8).



Model perhitungan perioda alami (pada saat satuan vibrasi desain terdiri dari sebuah bangunan bawah yang menyangga struktur bagian atas)

Gambar 8 Model perhitungan periode alami (moda tunggal)

4.5.3 Cara spektral moda majemuk

Bila unit getar rencana terdiri dari beberapa bangunan bawah dan bangunan atas yang didukung olehnya, periode alami dihitung dengan rumus (6) dan rumus (7) berikut:

$$T = 2,01\sqrt{\delta} \quad \dots\dots\dots (6)$$

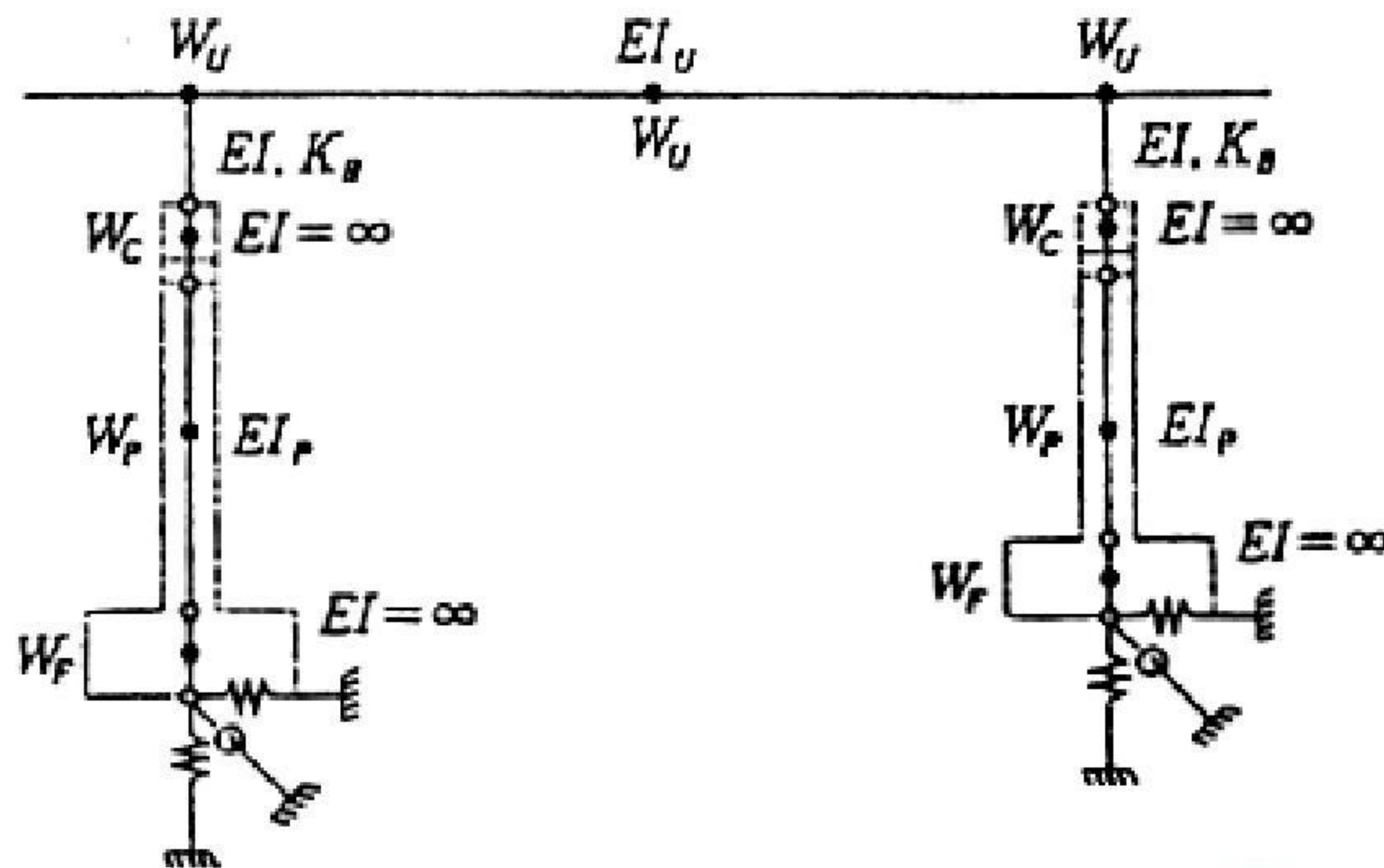
$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \quad \dots\dots\dots (7)$$

dengan pengertian:

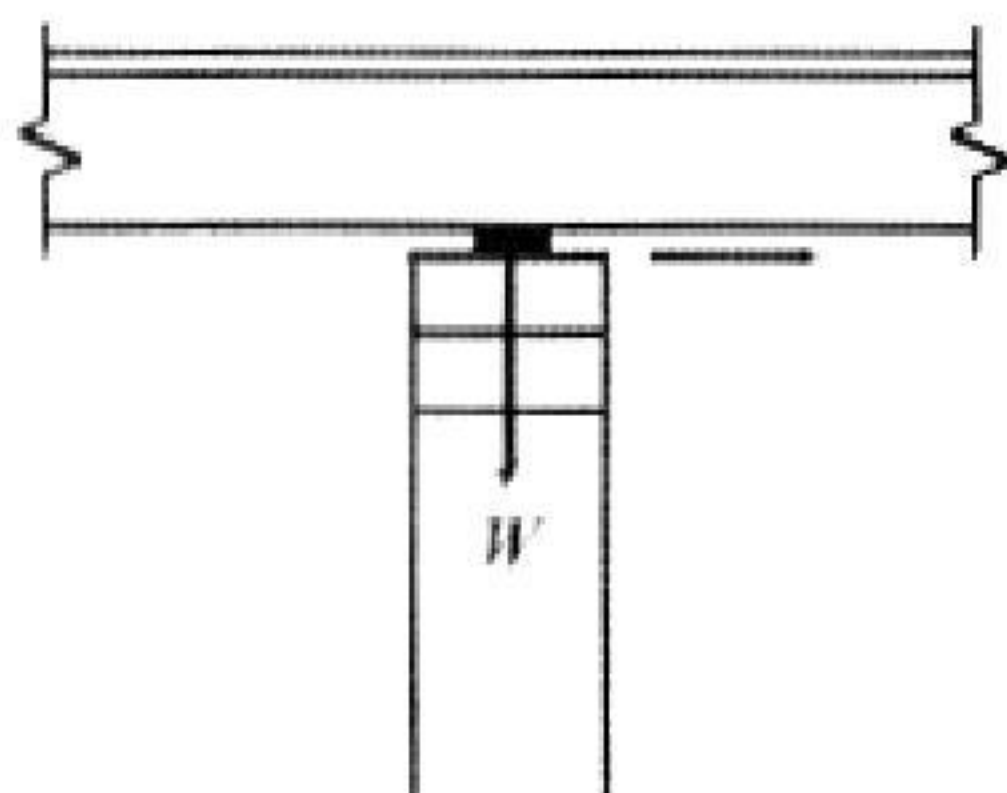
T adalah periode alami dari unit getar rencana (detik);

w(s) adalah berat bangunan atas dan bangunan bawah pada kedudukan s (tf/m atau kN/m);

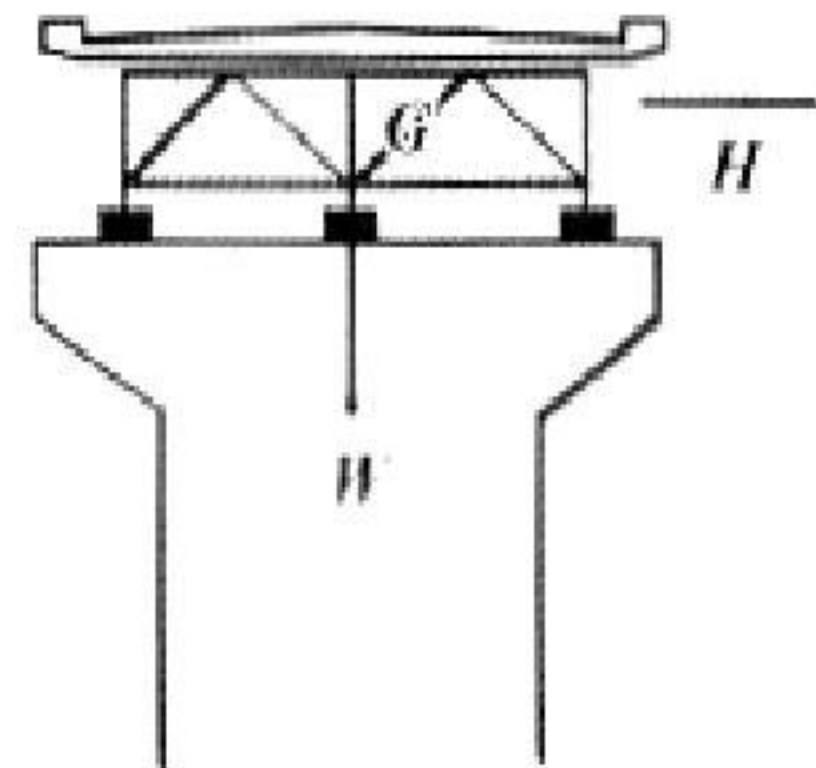
- u(s) adalah simpangan pada kedudukan s dalam arah kerja gaya inersia bila gaya lateral sesuai berat bangunan atas dan bangunan bawah diatas permukaan tanah untuk perencanaan tahan gempa dianggap bekerja dalam arah gaya inersia (m);
- ∫ adalah berarti integrasi dari seluruh unit getar rencana.



- adalah titik simpul gaya berat ekuivalen
 □ adalah titik simpul pada perubahan penampang
 EI_U adalah kekakuan lentur bangunan atas
 EI_P adalah kekakuan lentur bangunan bawah
 W_U adalah berat bangunan atas
 W_C adalah berat balok perletakan
 W_P adalah berat badan pilar
 W_F adalah berat dasar pilar
 K_S adalah koefisien pegas pada tumpuan

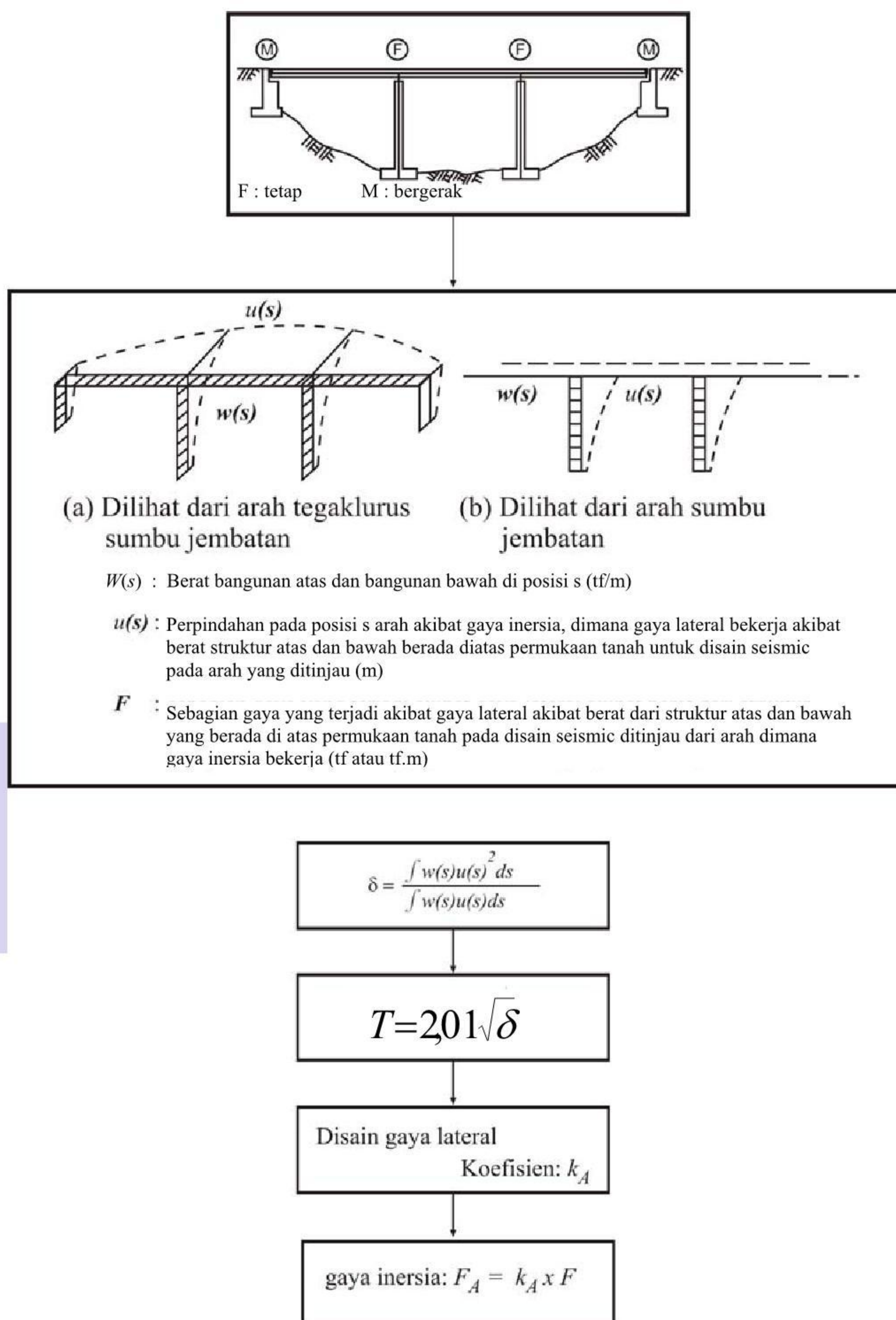


(a) Arah memanjang sumbu jembatan



(b) Arah melintang sumbu jembatan

Gambar 9 Model perhitungan periode alami (moda majemuk)



Gambar 10 Bagan alir perhitungan periode alami (moda majemuk)

4.5.4 Analisis 'eigen value'

Periode alami dan deformasi dapat diperoleh dengan analisis 'eigen value' yang tidak jauh menyimpang terhadap nilai T dengan toleransi perbedaan maksimum 20% (berdasarkan Rumus 6 dan Rumus 7).

4.6 Deformasi jembatan dengan interaksi fondasi

4.6.1 Deformasi jembatan

Dalam perhitungan periode alami, digunakan kekakuan yang menyebabkan deformasi dalam struktur dengan/tanpa memperhitungkan interaksi tanah fondasi.

Deformasi δ (dalam Rumus 5) ditentukan sebagai berikut:

$$\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 h_0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

dengan pengertian:

δ_p adalah deformasi lentur dari badan bangunan bawah (m);

δ_0 adalah simpangan lateral dari fondasi (m);

θ_0 adalah sudut rotasi dari fondasi (radial);

h_0 adalah tinggi terhadap permukaan tanah untuk gaya inersia bangunan atas (m).

Bila badan bangunan bawah mempunyai penampang seragam, deformasi lentur δ_p ditentukan sebagai berikut:

$$\delta_p = \frac{W_U h^3}{3EI} + \frac{0,8W_p h_p^3}{8EI} \quad \dots\dots\dots (9)$$

dengan pengertian:

W_U adalah berat bagian bangunan atas yang dipikul oleh bangunan bawah yang ditinjau (tf, kN);

W_p adalah berat badan bangunan bawah (tf, kN);

EI adalah kekakuan lentur badan bangunan bawah (tf.m² atau kN.m²);

h adalah tinggi dari ujung bawah badan bangunan bawah terhadap kedudukan gaya inersia bangunan atas (m);

h_p adalah tinggi badan bangunan bawah (m).

Bila badan bangunan bawah mempunyai penampang tidak seragam atau berupa portal kaku, deformasi lentur δ_p ditentukan dengan memasukkan berat bagian bangunan atas dan berat badan bangunan bawah dalam rumus berikut:

$$\delta_p = \frac{Wh^3}{3EI} \quad \dots\dots\dots (10)$$

W merupakan berat ekuivalen (tf, kN) yang ditentukan sebagai berikut:

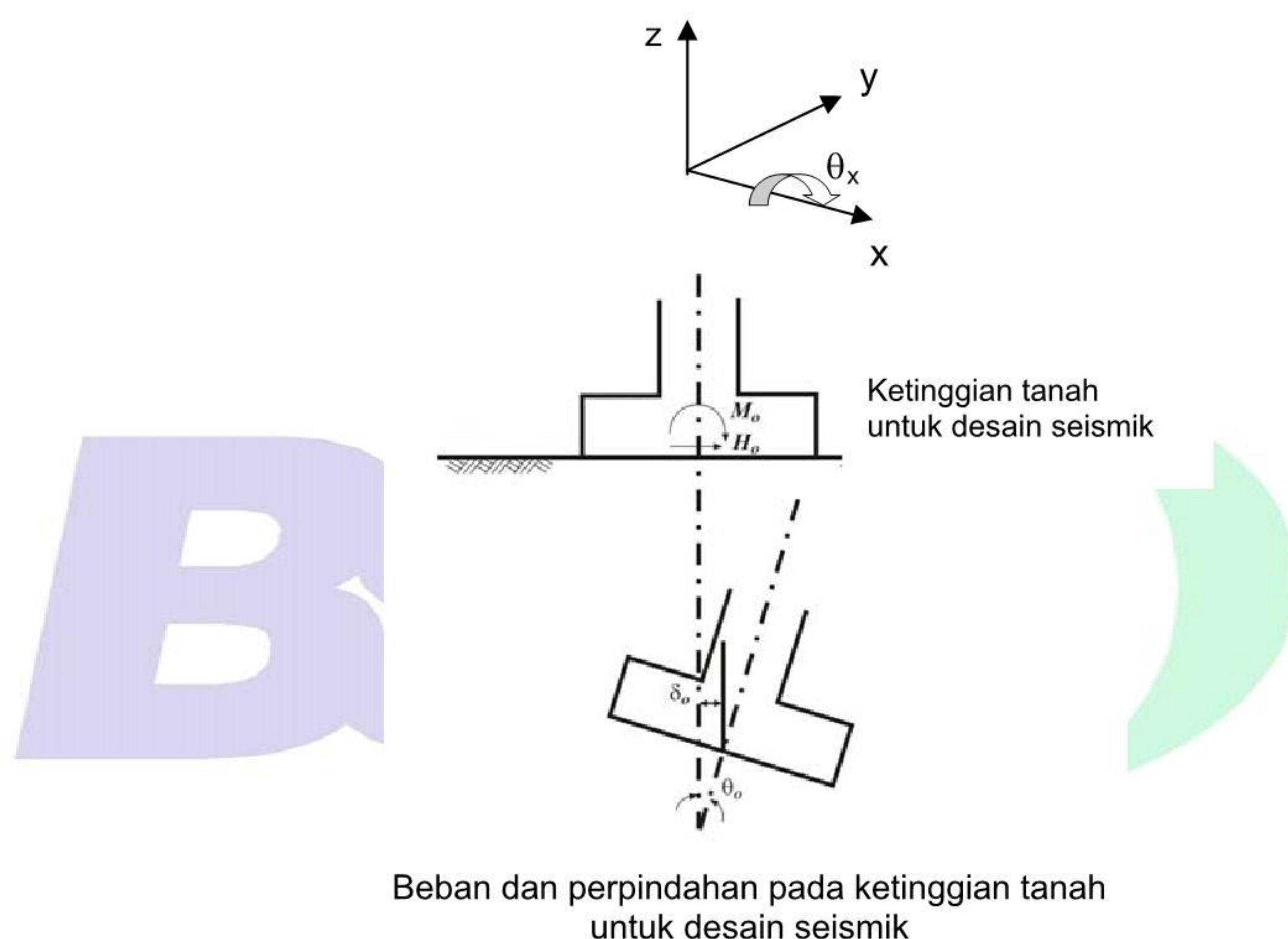
$$W = W_U + 0,3 W_p \quad \dots\dots\dots (11)$$

Simpangan lateral δ_0 dan sudut rotasi θ_0 dari fondasi (lihat Gambar 11) ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \delta_o &= \frac{H_o A_{rr} - M_o A_{sr}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} \\ \theta_o &= \frac{-H_o A_{rs} + M_o A_{ss}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} \\ A_{rr} &= K \theta_x \\ A_{sr} &= K_y \theta_x \\ A_{ss} &= K_y \\ A_{rs} &= K_y \theta_x \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (12)$$

dengan pengertian:

- H_0 adalah gaya lateral pada permukaan tanah anggapan (tf, kN);
 M_0 adalah momen gaya luar pada permukaan tanah anggapan (tf.m, kN.m);
 θ_x adalah sudut rotasi fondasi keliling sumbu x (rad);
 K_y adalah konstanta pegas tanah dalam arah y (tf/m);
 $K\theta_x$ adalah konstanta pegas rotasi fondasi keliling sumbu x;
 $K_y\theta_x$ adalah konstanta pegas dari fondasi akibat simpangan dalam arah y dan rotasi keliling sumbu x (tf);
 A_{ss}, A_{sr}, A_{rs} dan A_{rr} merupakan konstanta pegas tanah yang tergantung pada jenis fondasi yaitu tipe fondasi langsung, sumuran atau tiang.



Gambar 11 Beban dan simpangan pada permukaan tanah anggapan

Bila bangunan bawah mempunyai penampang seragam, gaya (H_0) dan momen luar (M_0) ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 H_0 &= W_U + 0,8(W_p + W_F) \\
 M_0 &= W_U h_0 + 0,8W_p \left(\frac{h_p}{2} + h_f \right) + 0,8W_F \frac{h_F}{2} \dots\dots\dots (13)
 \end{aligned}$$

dengan pengertian:

- H_0 adalah gaya lateral pada permukaan tanah anggapan (tf, kN);
 M_0 adalah momen gaya luar pada permukaan tanah anggapan (tf.m, kN.m);
 W_F adalah berat balok pur atau sumuran diatas permukaan tanah (tf, kN);
 h_F adalah tinggi pur atau sumuran diatas permukaan tanah anggapan dalam perencanaan seismik (m).

4.6.2 Koefisien reaksi tanah

Koefisien reaksi tanah dasar (*subgrade*) diperoleh dari rumus berikut:

$$\begin{aligned} k_{H0} &= \frac{1}{30} E_D \\ k_{V0} &= \frac{1}{30} E_D \\ E_D &= 2(1 + \nu_D) G_D \\ G_D &= \frac{\gamma_t}{10g} V_{SD}^2 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (14)$$

dengan pengertian:

- k_{H0} adalah koefisien reaksi tanah dasar arah horizontal (kgf/cm³);
 k_{V0} adalah koefisien reaksi tanah dasar arah vertikal (kgf/cm³);
 E_D adalah modulus dinamis deformasi tanah (kgf/cm²);
 ν_D adalah rasio Poisson dinamis tanah (~ 0,3-0,5);
 G_D adalah modulus geser dinamis tanah (kgf/cm²);
 γ_t adalah berat isi tanah (tf/m³);
 g adalah percepatan gravitasi (=9,8 m/s²);
 V_{SD} adalah kecepatan gelombang geser elastis tanah (m/s).

Dimana V_{SD} untuk lapisan i diperoleh dari rumus berikut:

$$\begin{aligned} V_{SD_i} &= c_V V_{si} \\ c_V &= 0,8 (V_{si} < 300 \text{ m/s}) \\ c_V &= 1,0 (V_{si} \geq 300 \text{ m/s}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (15)$$

dengan pengertian:

- V_{SD_i} adalah kecepatan gelombang geser elastis rata-rata dari lapisan tanah i yang digunakan untuk perhitungan pegas tanah (m/s);
 V_{si} adalah kecepatan gelombang geser elastis rata-rata untuk lapisan i sesuai rumus 15 (m/s);
 c_V adalah faktor modifikasi berdasarkan regangan tanah.

Parameter dinamis ditentukan berdasarkan nilai parameter statis N (SPT) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{si} &= 100 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25) && \text{lapis kohesif} \\ V_{si} &= 80 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50) && \text{lapis kepasiran} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (16)$$

dengan pengertian:

- N_i adalah nilai N rata-rata (SPT) lapisan tanah ke-i;
i lapisan ke-i bila tanah dibagi dalam n lapisan dari permukaan sampai tanah keras;
 (nilai SPT tanah keras : $N \geq 25$ untuk tanah kohesif atau $N \geq 50$ untuk tanah kepasiran).

4.6.3 Interaksi fondasi

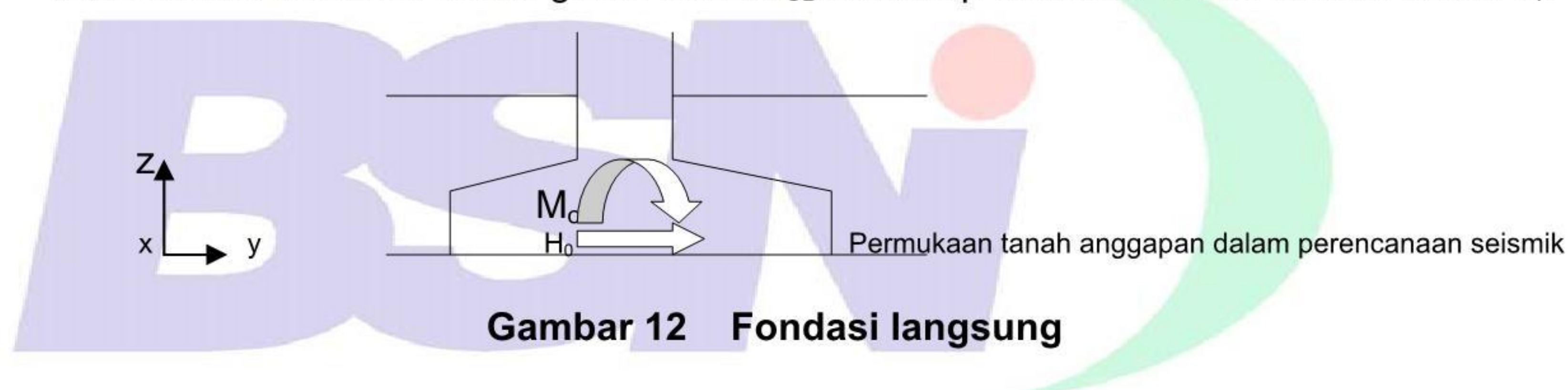
4.6.3.1 Interaksi fondasi langsung

Konstanta pegas tanah yang digunakan untuk perhitungan interaksi fondasi langsung (lihat Gambar 12) adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
K_y &= k_{SB} A_B \\
K_z &= k_v A_B \\
K\theta_z &= k_v I_B \\
K_y \theta_z &= 0 \\
k_v &= k_{vo} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \\
k_{SB} &= \lambda k_v \\
B_v &= \sqrt{A_v}
\end{aligned} \quad (17)$$

dengan pengertian:

- k_{SB} adalah koefisien reaksi geser tanah pada dasar (tf/m^3);
- k_v adalah koefisien reaksi vertikal tanah pada dasar (tf/m^3);
- k_{vo} adalah nilai koefisien reaksi vertikal tanah dasar dari rumus 14 (kgf/cm^3);
- A_B adalah luas dasar fondasi (m^2);
- A_v adalah luas dasar fondasi (cm^2);
- I_B adalah momen inersia (m^4);
- B_v adalah lebar beban ekuivalen dari fondasi (cm);
- λ adalah rasio koefisien reaksi geser tanah k_{SB} terhadap koefisien reaksi vertikal tanah k_v .



Gambar 12 Fondasi langsung

4.6.3.2 Fondasi sumuran

Konstanta pegas tanah yang digunakan untuk perhitungan interaksi fondasi sumuran (lihat Gambar 13) adalah sebagai berikut:

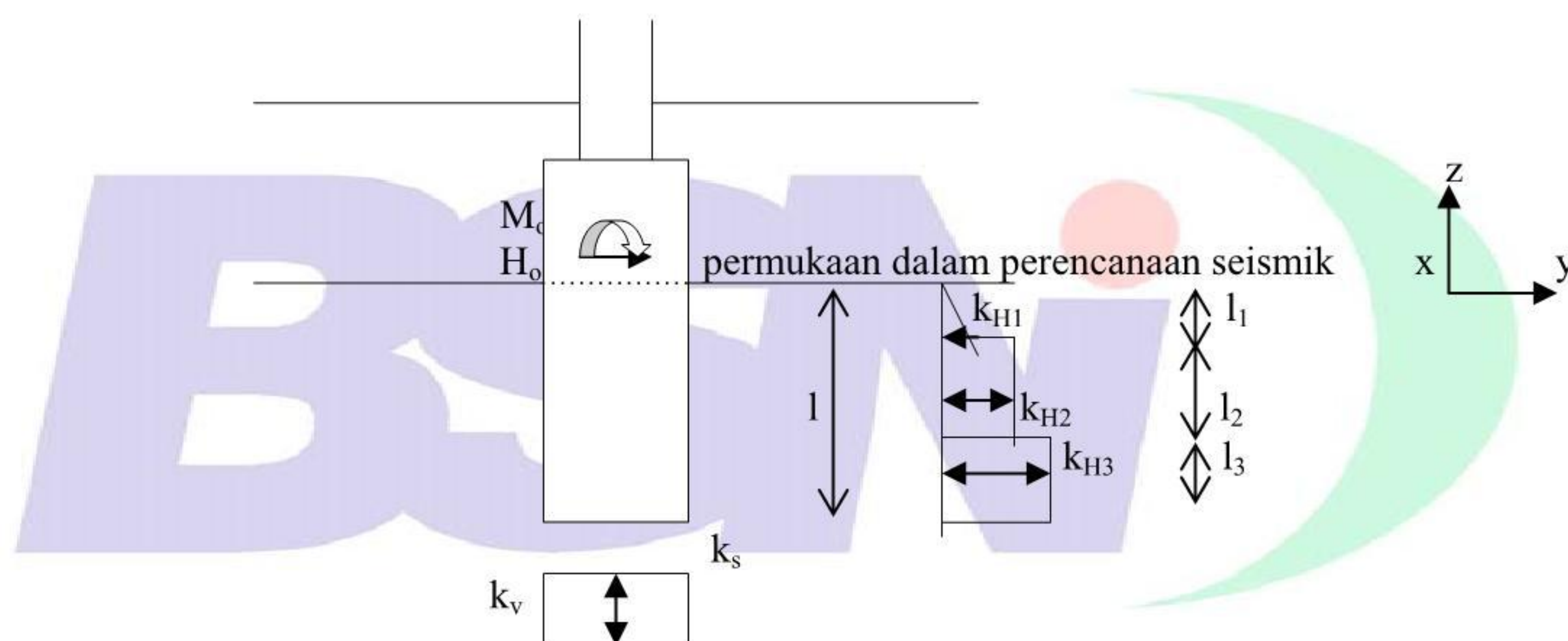
$$\begin{aligned}
K_y &= 2b \left(\frac{1}{2} k_{H1} l_1 + k_{H2} l_2 + k_{H3} l_3 \right) + k_{SB} A_B \\
K_z &= k_v A_B \\
K\theta_x &= 2b \left[\frac{1}{4} k_{H1} l_1^3 + \frac{1}{3} k_{H2} l_2^3 + \frac{1}{3} k_{H3} l_3^3 + k_{H2} (l_1 + l_2) l_1 l_2 + k_{H3} (l_1 + l_2 + l_3) (l_1 + l_2) l_3 \right] \\
&\quad + k_{SB} A_B l^2 + k_v I_B \\
K_y \theta_x &= -2b \left[\frac{1}{3} k_{H1} l_1^2 + k_{H2} l_2 (l_1 + \frac{1}{2} l_2) + k_{H3} l_3 (l_1 + l_2 + \frac{1}{2} l_3) \right] - k_{SB} A_B l \\
k_H &= k_{HO} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \\
K_{HO} &= \frac{1,2}{30} E_D = 1,2 k_{HO} \left[2(1 + \nu_D) \frac{\gamma_t}{10g} V_{SD}^2 \right] \quad (18) \\
B_H &= \sqrt{A_H}
\end{aligned}$$

$$k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4}$$

$$k_{SB} = \lambda k_v$$

dengan pengertian:

- λ adalah panjang tertanam sumuran dibawah permukaan tanah anggapan dalam desain seismik;
- l_1, l_2, l_3 adalah ketebalan lapisan tanah pada sumuran;
- $2b$ adalah lebar sumuran (m);
- A_B adalah luas dasar sumuran (m²);
- A_H adalah luas beban permukaan horizontal (cm²);
- B_H adalah lebar beban permukaan ekivalen dari dasar tegak lurus pada arah pembebanan (cm);
- I_B adalah momen inersia dasar sumuran (m⁴);
- k_{H1}, k_{H2}, k_{H3} adalah koefisien reaksi horizontal lapisan tanah pada sumuran (tf/m³);
- k_v adalah koefisien reaksi vertikal tanah dasar pada dasar sumuran (tf/m³);
- k_{SB} adalah koefisien reaksi geser horizontal tanah dasar pada dasar sumuran (tf/m³).



Gambar 13 Fondasi sumuran

4.6.3.3 Fondasi tiang

Konstanta pegas tanah yang digunakan untuk perhitungan interaksi fondasi tiang (lihat Gambar 14) adalah sebagai berikut:

$$K_y = nK_1$$

$$K_z = nK_{vp}$$

$$K\theta_x = nK_4 + K_{vp} \sum_{i=1}^n y_i^2 \dots\dots\dots (19)$$

$$K_y \theta_x = -nK_2$$

$$K_{vp} = \alpha A_p E_p / \lambda$$

dengan pengertian:

- n adalah jumlah tiang;
- y_i adalah koordinat pangkal tiang pada kedudukan i ;
- K_1, K_2, K_3, K_4 adalah koefisien pegas tegak lurus sumbu tiang (tf/m, tf, tf, tf.m);
- K_{vp} adalah koefisien pegas aksial tiang (tf/m);

A_p adalah luas netto tiang (m^2);
 E_p adalah modulus elastis tiang (tf/m^2);
 λ adalah panjang tiang (m);
 α adalah koefisien sesuai rumus 20 atau 21.

Besaran α dapat ditentukan berdasarkan konstanta pegas dengan rumus berikut:

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{\lambda \tan k\lambda + \gamma}{\gamma \tan k\lambda + \lambda} \cdot \lambda \\
 \gamma &= \frac{A_\lambda \cdot k_s \cdot \lambda}{A_p E_p} \dots\dots\dots (20) \\
 \lambda &= \lambda \sqrt{\frac{C_s V}{A_p E_p}}
 \end{aligned}$$

dengan pengertian:

A_p adalah luas penampang netto tiang (cm^2);
 A_λ adalah luas penampang total tiang (cm^2);
 E_p adalah modulus elastisitas tiang (kg/cm^2);
 λ adalah panjang tiang (cm);
 V adalah panjang keliling tiang (cm);
 k_s adalah koefisien konstanta pegas reaksi tanah dasar ujung tiang (kg/cm^3);
 C_s adalah modulus konstanta pegas geser permukaan tiang (kg/cm^3).

Besaran α dapat ditentukan dari rumus empiris:

$$\begin{aligned}
 \text{tiang pipa baja : } \alpha &= 0,027(\lambda/D) + 0,2 \approx \text{nilai } 0,2 - 3,0 \\
 \text{tiang beton prategang : } \alpha &= 0,041(\lambda/D) - 0,27 \approx \text{nilai } 0,1 - 3 \\
 \text{tiang cor di tempat : } \alpha &= 0,022(\lambda/D) - 0,05 \approx \text{nilai } 0,2 - 1,4 \dots\dots\dots (21)
 \end{aligned}$$

dengan syarat $\lambda/D \geq 10$

Tabel 7 Koefisien pegas K tegak lurus sumbu tiang

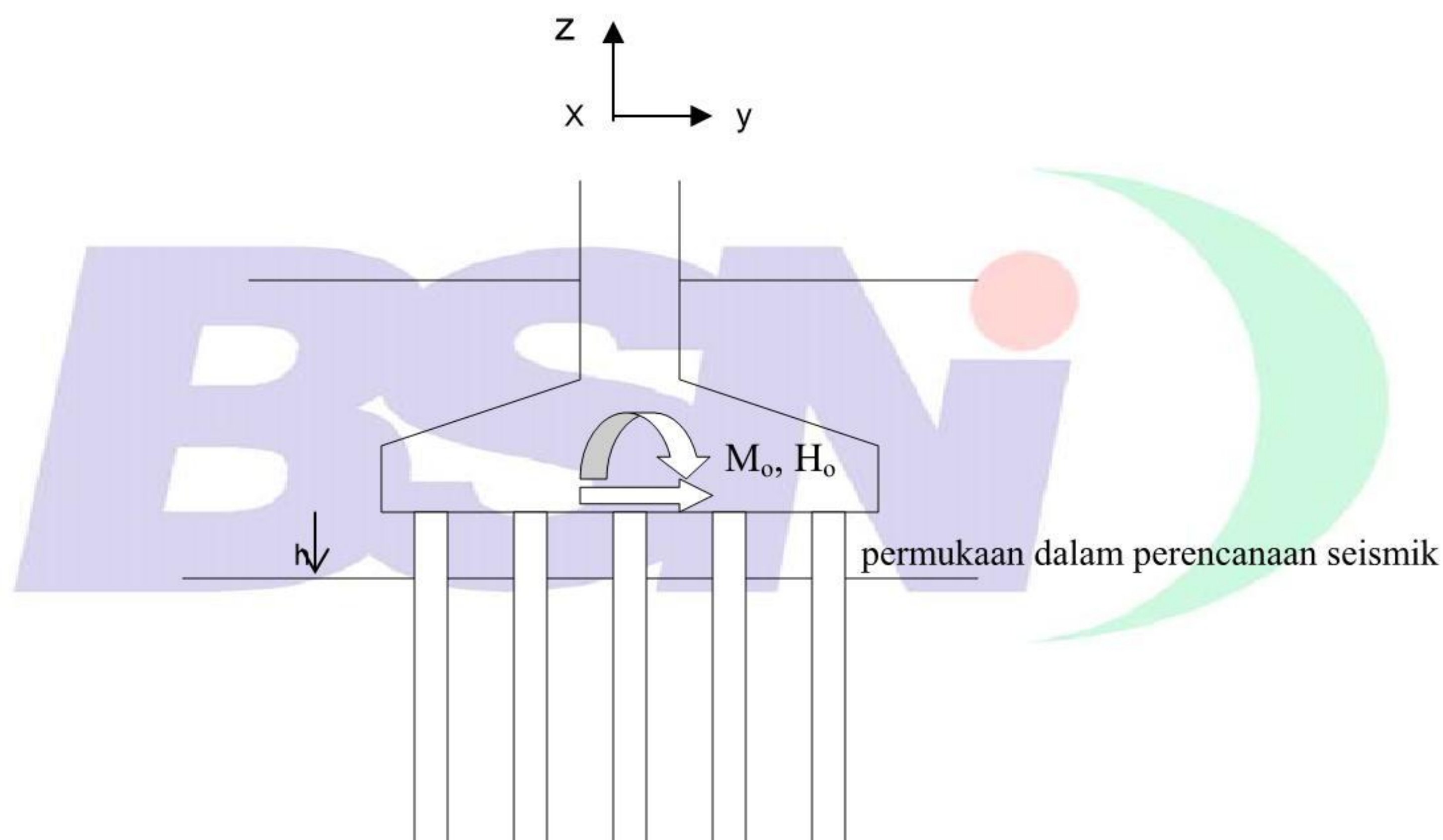
	Pangkal tiang jepit		Pangkal tiang sendi	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 0,5}$	$2EI\beta^3$
K_2, K_3	$K_1 \cdot \frac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3 + 0,5}{(1+\beta h)^3 + 2}$	$2EI\beta$	0	0

Koefisien reaksi horizontal tanah dasar k_H ditentukan dengan rumus:

$$\begin{aligned}
 k_H &= k_{HO} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \\
 B_H &= \sqrt{\frac{1}{\beta} \cdot D} \\
 \beta &= 4 \sqrt{\frac{k_{HO} D}{4EI}}
 \end{aligned}
 \quad \dots\dots\dots (22)$$

dengan pengertian:

- k_H adalah koefisien reaksi horizontal tanah dasar tiang (kgf/cm^3);
 k_{HO} adalah standar koefisien reaksi horizontal tanah dasar;
 B_H adalah lebar ekuivalen fondasi tegak lurus terhadap arah pembebanan (cm);
 D adalah diameter tiang (cm);
 EI adalah kekakuan lentur tiang (kgf/cm^2);
 $1/\beta$ adalah kedalaman tanah untuk ketahanan horizontal (cm); kurang dari panjang fondasi.



Gambar 14 Fondasi tiang

4.6.3.4 Tekanan tanah akibat gempa

Tekanan tanah akibat gempa dihitung dengan rumus berikut:

Tekanan tanah aktif:

$$\begin{aligned}
 P_{EA} &= \gamma x K_{EA} - 2c \sqrt{K_{EA}} + q' K_{EA} \\
 K_{EA} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta_o - \theta)}{\cos \theta_o \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_o + \delta_E) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}{\cos(\theta + \theta_o + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \dots\dots\dots (23)
 \end{aligned}$$

Tekanan tanah pasif:

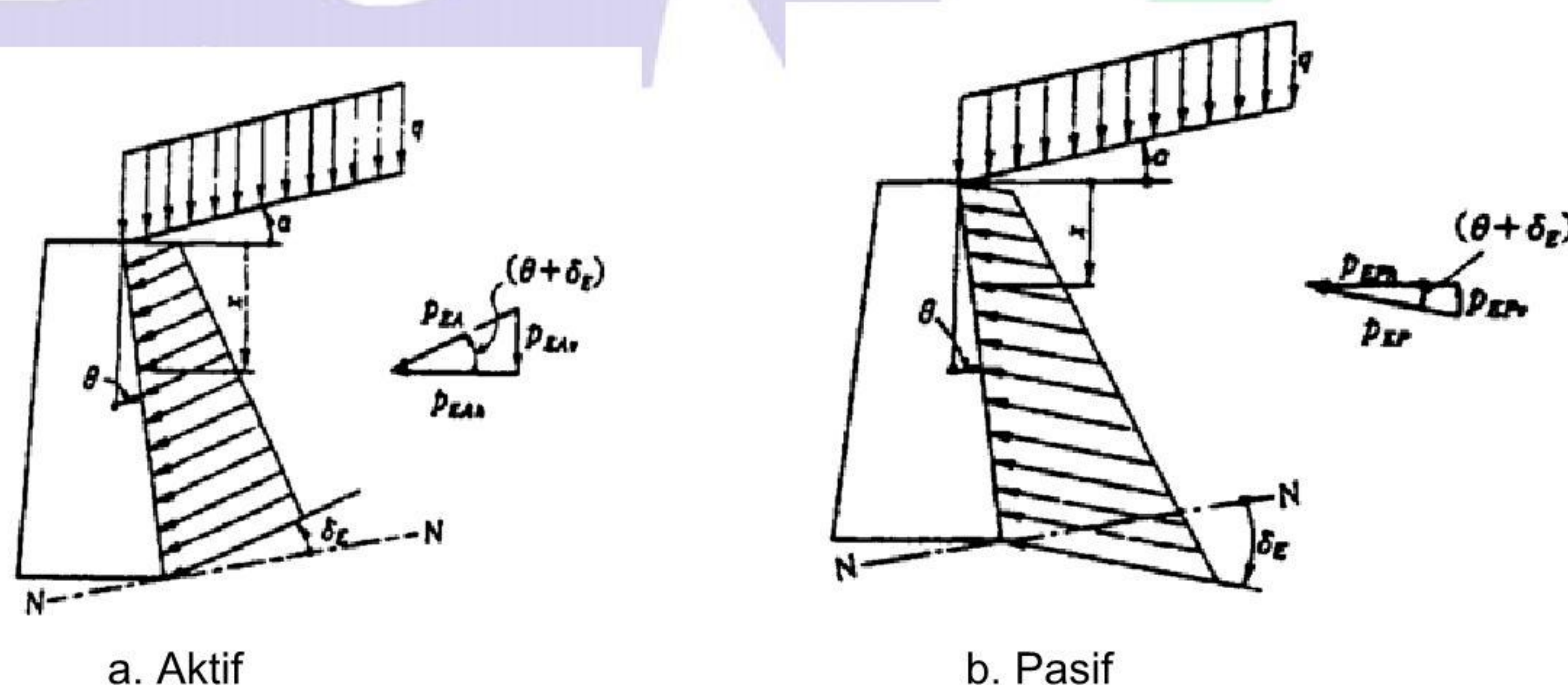
$$P_{EA} = \gamma x K_{EP} - 2c\sqrt{K_{EP}} + q'K_{EP}$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_o + \theta)}{\cos\theta_o \cos^2\theta \cos(\theta - \theta_o + \delta_E) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha - \theta_o)}{\cos(\theta - \theta_o + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

dengan pengertian :

- P_{EA} adalah tekanan tanah aktif akibat gempa pada kedalaman x (tf/m², kN/m²);
 P_{EP} adalah tekanan tanah pasif akibat gempa pada kedalaman x (tf/m², kN/m²);
 K_{EA} adalah koefisien tekanan tanah aktif akibat gempa;
 K_{EP} adalah koefisien tekanan tanah pasif akibat gempa;
 γ adalah berat isi tanah (tf/m³, kN/m³);
 x adalah kedalaman dimana tekanan tanah P_{EA} dan P_{EP} bekerja pada permukaan tembok penahan (m);
 c adalah kohesi tanah (tf/m², kN/m²);
 q' adalah beban pada permukaan tanah (tf/m², kN/m²);
 ϕ adalah sudut geser tanah (derajat);
 α adalah sudut kemiringan permukaan tanah terhadap bidang horizontal (derajat);
 θ adalah sudut antara permukaan belakang tembok terhadap bidang vertikal (derajat);
 δ_E adalah sudut geser permukaan belakang tembok dengan tanah (derajat);
 θ_o adalah $\tan^{-1}k_h$ (derajat);
 k_h adalah koefisien gempa horizontal sesuai peraturan gempa.

Catatan: bila nilai $\phi \pm \alpha - \theta_o < 0$ dianggap bahwa $\sin(\phi \pm \alpha - \theta_o) = 0$, dan q' adalah beban pada permukaan tanah dimana tidak termasuk beban hidup.



Gambar 15 Tekanan tanah akibat gempa

4.6.4 Potensi likuefaksi (F_L)

Potensi likuefaksi dari lapisan endapan tanah pasir jenuh mempunyai ciri berikut:

- muka air tanah kurang dari 10 m terhadap permukaan tanah;
- terdapat lapisan tanah pasir jenuh pada kedalaman kurang dari 20 m terhadap permukaan tanah, dan;

- c) dengan nilai diameter butir rata-rata (D₅₀) pada kurva akumulasi ukuran butir antara 0,02 mm dan 2,0 mm, atau;
- d) rasio ketahanan terhadap likuefaksi $F_L \leq 1$.

Rasio ketahanan likuefaksi ditentukan dengan perumusan berikut:

$$F_L = R/L \dots\dots\dots (24)$$

$$R = C_w R_L \quad (\text{dengan } C_w=1)$$

$$L = r_d K_{hc} \sigma_v / \sigma'_v$$

$$r_d = 1,0 - 0,015x$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x-h_w)\}/10$$

$$\sigma'_v = \{\gamma'_{t1} h_w + \gamma'_{t2}(x-h_w)\}/10$$

dengan pengertian:

- F_L adalah rasio ketahanan likuefaksi;
- R adalah rasio kekuatan geser dinamis;
- L adalah rasio tegangan geser saat gempa;
- R_L adalah rasio kekuatan triaksial siklik berdasarkan SPT dan ukuran butir tanah;
- r_d adalah koefisien reduksi dalam arah kedalaman tegangan geser saat gempa;
- K_{hc} adalah koefisien gempa horizontal statis ekuivalen (dari nilai $C_{plastis}$);
- σ_v adalah tekanan total pada kedalaman ditinjau kgf/cm²;
- σ'_v adalah tekanan efektif pada kedalaman ditinjau kgf/cm²;
- x adalah kedalaman terhadap permukaan tanah (m);
- γ_{t1} adalah berat isi (tf/m³) tanah diatas muka air tanah;
- γ_{t2} adalah berat isi (tf/m³) tanah dibawah muka air tanah;
- γ'_{t2} adalah berat isi efektif (tf/m³) tanah dibawah muka air tanah;
- h_w adalah kedalaman muka air tanah (m).

Daya dukung lapisan tanah direduksi dengan koefisien D_E berikut:

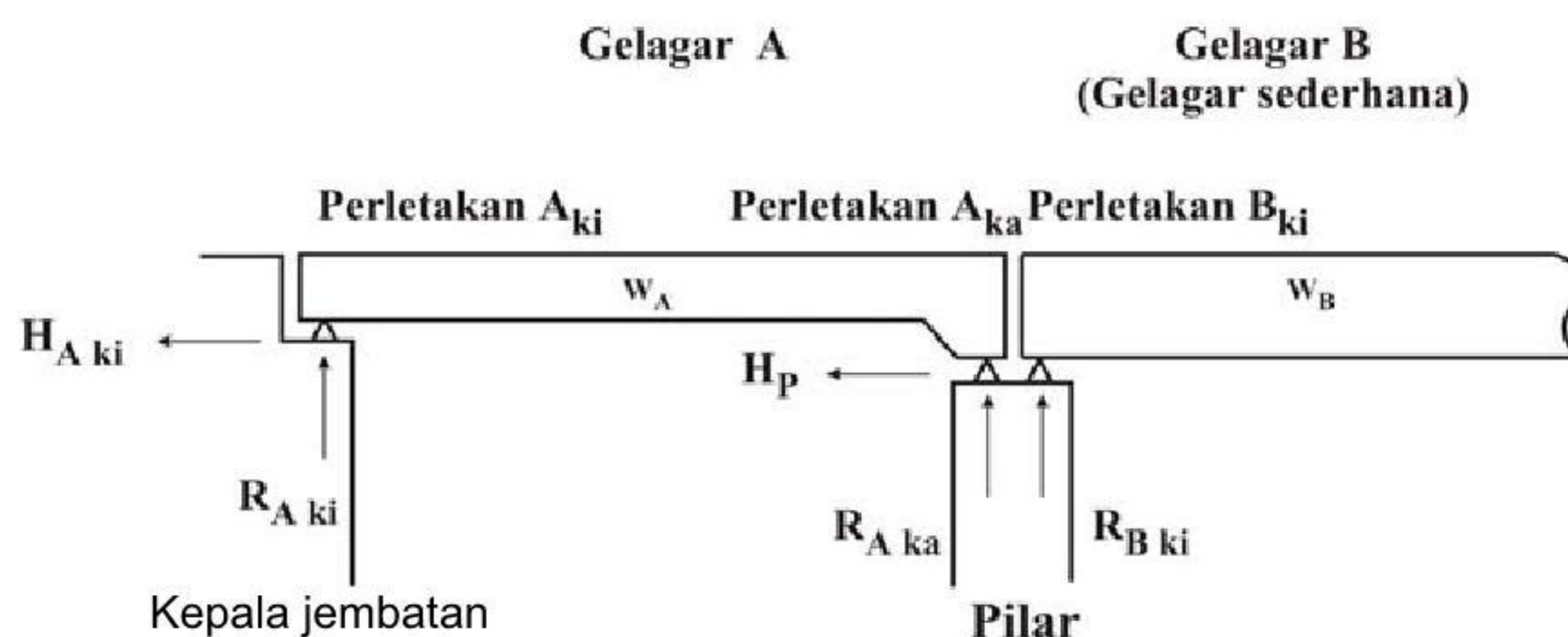
Tabel 8 Koefisien reduksi daya dukung tanah

Nilai F_L	Kedalaman x (m)	$R \leq 0,3$	$R > 0,3$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

4.7 Perumusan gaya inersia

4.7.1 Gaya inersia jembatan gelagar sederhana

Gaya inersia bangunan atas yang bekerja pada bangunan bawah (lihat Gambar 16) dalam arah sumbu jembatan diperhitungkan sesuai perumusan berikut:



Gambar 16 Gaya inersia dalam arah sumbu jembatan gelagar sederhana

- a) gaya inersia bangunan atas pada kepala jembatan;
 - bila perletakan A_{ki} tetap: $H_A = k_{hA} W_A$
 - bila perletakan A_{ki} bergerak: $H_A = f_{A, ki} R_{A, ki}$ dimana $f_{A, ki} R_{A, ki} \leq \frac{1}{2} k_{hA} W_A$
- b) gaya inersia bangunan atas pada pilar jembatan.
 - bila kedua perletakan A_{ka} dan B_{ki} tetap: $H_P = k_{hA} W_A + k_{hB} W_B$
 - bila perletakan A_{ka} tetap dan B_{ki} bergerak, yang terbesar dari: $H_P = k_{hA} W_A$ atau $H_P = k_{hA} W_A - f_{A, ki} R_{A, ki} + f_{B, ki} R_{B, ki}$ dimana: $f_{A, ki} R_{A, ki} \leq \frac{1}{2} k_{hA} W_A$ dan $f_{B, ki} R_{B, ki} \leq \frac{1}{2} k_{hB} W_B$
 - bila kedua perletakan A_{ka} dan B_{ki} bergerak: $H_P = f_{A, ka} R_{A, ka} + f_{B, ka} R_{B, ka}$ dimana: $f_{A, ka} R_{A, ka} \leq \frac{1}{2} k_{hA} W_A$ dan $f_{B, ka} R_{B, ka} \leq \frac{1}{2} k_{hB} W_B$

dengan pengertian:

- H_A adalah gaya inersia bangunan atas pada kepala jembatan (tf, kN);
- H_P adalah gaya inersia bangunan atas pada pilar (tf, kN);
- W_A adalah beban mati gelagar A (tf, kN);
- W_B adalah beban mati gelagar B (tf, kN);
- $R_{A, ki}$ adalah reaksi vertikal pada kepala jembatan akibat W_A (tf, kN);
- $R_{A, ka}$ adalah reaksi vertikal pada pilar akibat W_A (tf, kN);
- $R_{B, ki}$ adalah reaksi vertikal pada pilar akibat W_B (tf, kN);
- k_{hA} adalah koefisien gempa lateral dari unit getar gelagar A;
- k_{hB} adalah koefisien gempa lateral dari unit getar gelagar B;
- $f_{A, ki}$ adalah koefisien gesek bila perletakan A_{ki} bergerak;
- $f_{A, ka}$ adalah koefisien gesek bila perletakan A_{ka} bergerak;
- $f_{B, ki}$ adalah koefisien gesek bila perletakan B_{ki} bergerak;

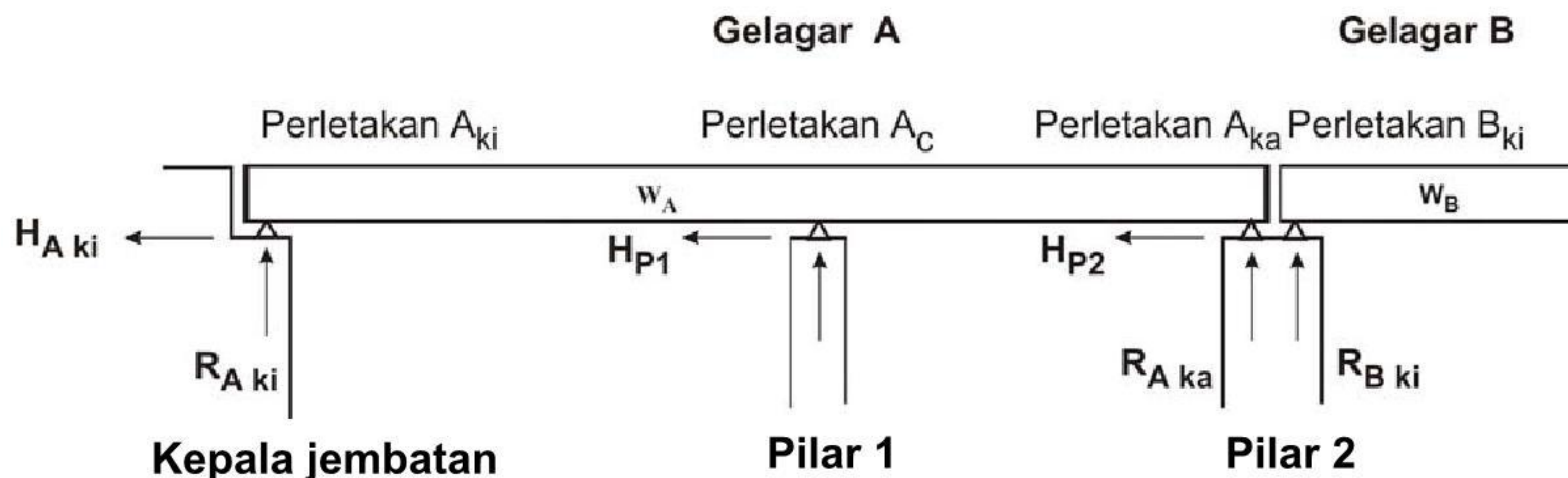
Dengan catatan:

- a) perletakan elastomer merupakan perletakan bergerak;
- b) perletakan sendi murni merupakan perletakan tetap;
- c) gaya gesek ditinjau akibat beban mati saja serta besarnya ditentukan berdasarkan koefisien gesek pada tumpuan sebagai berikut:
 - perletakan rol : 0,05
 - perletakan geser (*sliding*) : 0,10 – 0,25
 - perletakan elastomer : 0,15 – 0,18

Gaya inersia bangunan atas yang bekerja pada bangunan bawah dalam arah melintang jembatan gelagar sederhana, diperhitungkan sebagai perkalian reaksi perletakan vertikal beban mati bangunan atas dengan koefisien gempa lateral.

4.7.2 Gaya inersia jembatan gelagar menerus

Pada jembatan gelagar menerus dengan satu perletakan tetap, gaya inersia bangunan atas yang bekerja pada bangunan bawah (lihat Gambar 17) dalam arah sumbu jembatan diperhitungkan sesuai perumusan berikut:



Gambar 17 Gaya inersia dalam arah sumbu jembatan gelagar menerus

- gaya inersia bangunan atas pada kepala jembatan;
 - Bila perletakan A_{ki} tetap dan kedua perletakan A_C dan A_{ka} bergerak: $H_A = k_{hA} W_A$
 - Bila perletakan A_{ki} bergerak: $H_A = f_{A, ki} R_{A, ki}$ dimana $f_{A, ki} R_{A, ki} \leq k_{hA} R_{A, ki}$
- gaya inersia bangunan atas pada pilar 1;
 - Bila perletakan A_C tetap dan kedua perletakan A_{ki} dan A_{ka} bergerak: $H_{P1} = k_{hA} W_A$
 - Bila perletakan A_C bergerak: $H_{P1} = f_{AC} R_{AC}$ dimana $f_{AC} R_{AC} \leq k_{hA} R_{AC}$
- gaya inersia bangunan atas pada pilar 2.
 - Bila kedua perletakan A_{ka} dan B_{ki} tetap dan kedua perletakan A_{ki} dan A_C bergerak :
 $H_{P2} = k_{hA} W_A + k_{hB} W_B$
 - Bila perletakan A_{ka} tetap dan A_{ki} , A_C , B_{ki} bergerak, yang terbesar dari: $H_{P2} = k_{hA} W_A$
 atau $H_{P2} = k_{hA} W_A - f_{A, ki} R_{A, ki} - f_{AC} R_{AC} + f_{B, ki} R_{B, ki}$
 Dimana: $f_{A, ki} R_{A, ki} \leq k_{hA} R_{A, ki}$, $f_{AC} R_{AC} \leq k_{hA} R_{AC}$ dan $f_{B, ki} R_{B, ki} \leq k_{hB} R_{B, ki}$
 - Bila kedua perletakan A_{ka} dan B_{ki} bergerak: $H_{P2} = f_{A, ka} R_{A, ka} + f_{B, ka} R_{B, ka}$
 Dimana: $f_{A, ka} R_{A, ka} \leq k_{hA} R_{A, ka}$ dan $f_{B, ka} R_{B, ka} \leq k_{hB} R_{B, ka}$

dengan pengertian:

- H_A adalah gaya inersia bangunan atas pada kepala jembatan (tf, kN);
 H_{P1} adalah gaya inersia bangunan atas pada pilar1 (tf, kN);
 H_{P2} adalah gaya inersia bangunan atas pada pilar2 (tf, kN);
 W_A adalah beban mati gelagar A (tf, kN);
 W_B adalah beban mati gelagar B (tf, kN);
 $R_{A, ki}$ adalah reaksi vertikal pada kepala jembatan akibat W_A (tf, kN);
 R_{AC} adalah reaksi vertikal pada pilar 1 akibat W_A (tf, kN);
 $R_{A, ka}$ adalah reaksi vertikal pada pilar 2 akibat W_B (tf, kN);
 $R_{B, ki}$ adalah reaksi vertikal pada pilar 2 akibat W_B (tf, kN);
 k_{hA} adalah koefisien gempa lateral dari unit getar gelagar A;
 k_{hB} adalah koefisien gempa lateral dari unit getar gelagar B;
 $f_{A, ki}$ adalah koefisien gesek bila perletakan A_{ki} bergerak;
 f_{AC} adalah koefisien gesek bila perletakan A_C bergerak;
 $f_{A, ka}$ adalah koefisien gesek bila perletakan A_{ka} bergerak;
 $f_{B, ki}$ adalah koefisien gesek bila perletakan B_{ki} bergerak.

Dengan catatan:

- perletakan elastomer merupakan perletakan bergerak;
- perletakan sendi murni merupakan perletakan tetap.

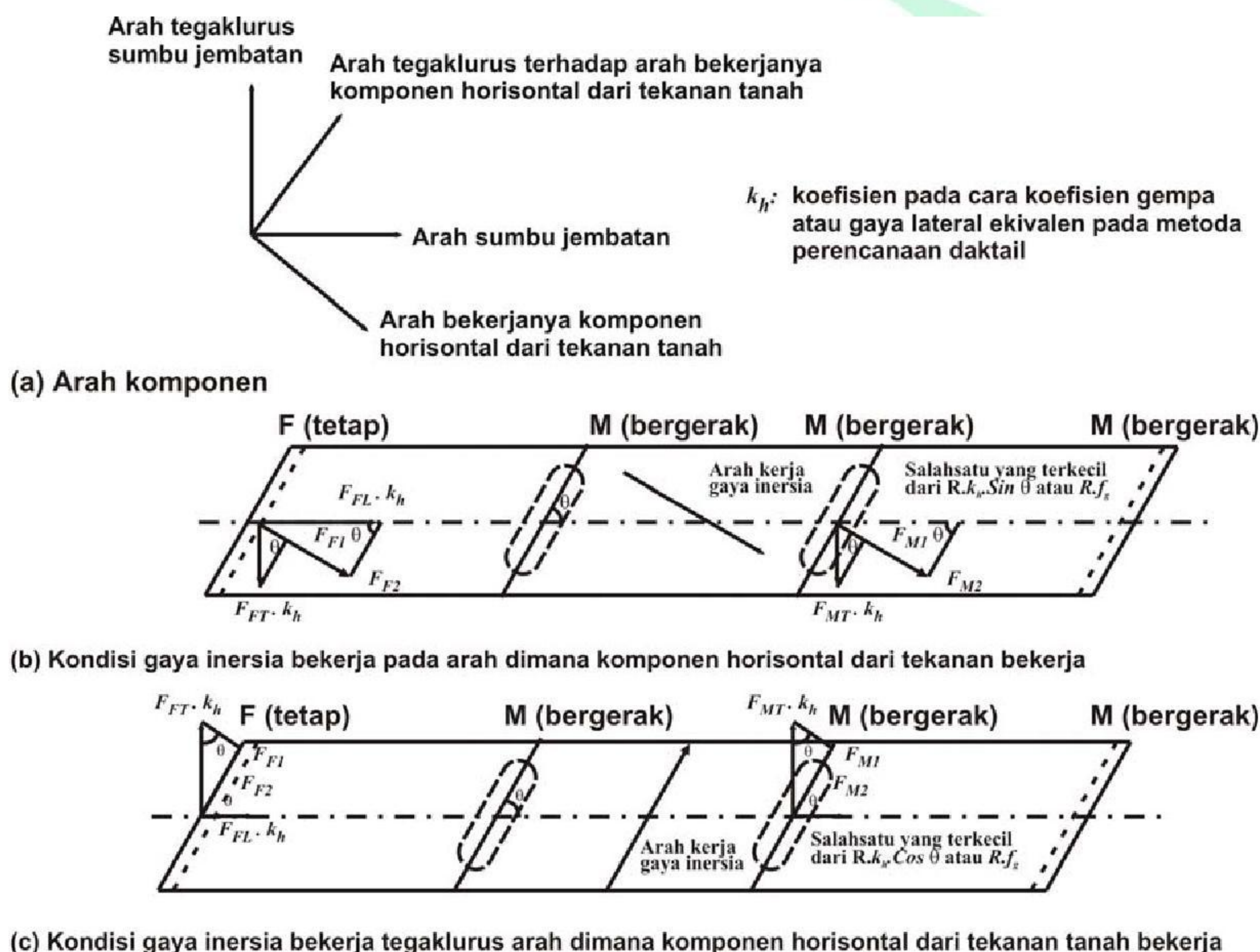
Gaya inersia bangunan atas yang bekerja pada bangunan bawah dalam arah melintang jembatan gelagar menerus, diperhitungkan sebagai perkalian reaksi perletakan vertikal beban mati bangunan atas dengan koefisien gempa lateral.

4.7.3 Gaya inersia jembatan bersudut

Bila unit getar rencana terdiri dari beberapa bangunan bawah dan bagian bangunan atas yang bersudut/skew, gaya inersia yang bekerja pada bangunan bawah (lihat Gambar 18) dihitung sesuai perumusan berikut.

a) Bila gaya inersia dianggap bekerja dalam arah komponen horizontal tekanan tanah (lihat Gambar 18 b):

- Bangunan bawah dengan perletakan tetap: $F_F = F_{F1} + F_{F2}$
dimana $F_{F1} = F_{FT} k_h \cos\theta$ dan $F_{F2} = F_{FL} k_h \cos\theta$
- Bangunan bawah dengan perletakan bergerak: $F_M = F_{M1} + F_{M2}$
dimana $F_{M1} = F_{MT} k_h \cos\theta$ dan
 $F_{M2} = R k_h \sin^2\theta$ ($k_h \sin\theta \leq f_s$) atau $F_{M2} = R f_s \sin\theta$ ($k_h \sin\theta > f_s$)



Gambar 18 Gaya inersia jembatan bersudut/skew

b) Bila gaya inersia dianggap bekerja dalam arah tegak lurus pada arah bekerjanya komponen horizontal tekanan tanah (Gambar 15 c):

- Bangunan bawah dengan perletakan tetap: $F_F = F_{F1} + F_{F2}$
dimana $F_{F1} = F_{FT} k_h \sin\theta$ dan $F_{F2} = F_{FL} k_h \cos\theta$
- Bangunan bawah dengan perletakan bergerak: $F_M = F_{M1} + F_{M2}$
dimana $F_{M1} = F_{MT} k_h \sin\theta$ dan
 $F_{M2} = R k_h \cos^2\theta$ ($k_h \cos\theta \leq f_s$) atau $F_{M2} = R f_s \cos\theta$ ($k_h \cos\theta > f_s$)

Dengan pengertian:

- F_F adalah gaya inersia pada bangunan bawah dengan perletakan tetap (tf, kN);
 F_M adalah gaya inersia pada bangunan bawah dengan perletakan bergerak (tf, kN);
 F_{FT} adalah gaya lateral dalam arah tegak lurus sumbu jembatan pada bangunan bawah dengan perletakan tetap (tf, kN);
 F_{FL} adalah gaya lateral dalam arah sumbu jembatan pada bangunan bawah dengan perletakan tetap (tf, kN);
 F_{MT} adalah gaya lateral dalam arah tegak lurus sumbu jembatan pada bangunan bawah dengan perletakan bergerak (tf, kN);
 k_h adalah koefisien gempa lateral;
 R adalah reaksi vertikal akibat beban mati bangunan atas pada bangunan bawah dengan perletakan bergerak (tf, kN);
 f_s adalah koefisien gesek statis dari perletakan bergerak;
 θ adalah sudut skew (derajat).

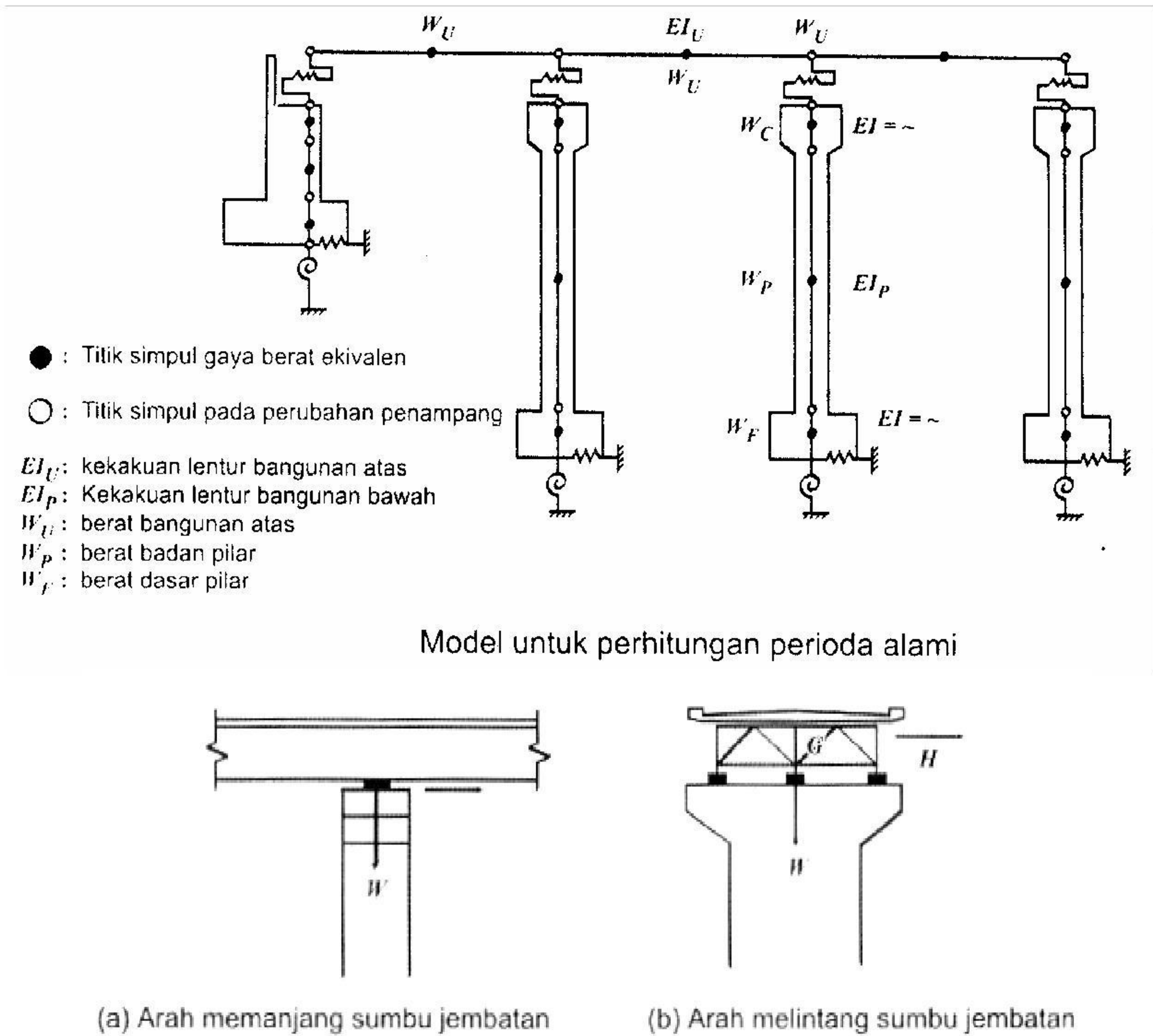
4.7.4 Permukaan tanah anggapan

Permukaan tanah dalam perhitungan tahan gempa umumnya merupakan permukaan tanah rencana biasa. Bila terdapat lapisan tanah dengan daya dukung yang diabaikan, permukaan tanah untuk perhitungan tahan gempa dianggap pada permukaan dasar lapisan tersebut (lihat Gambar 19).

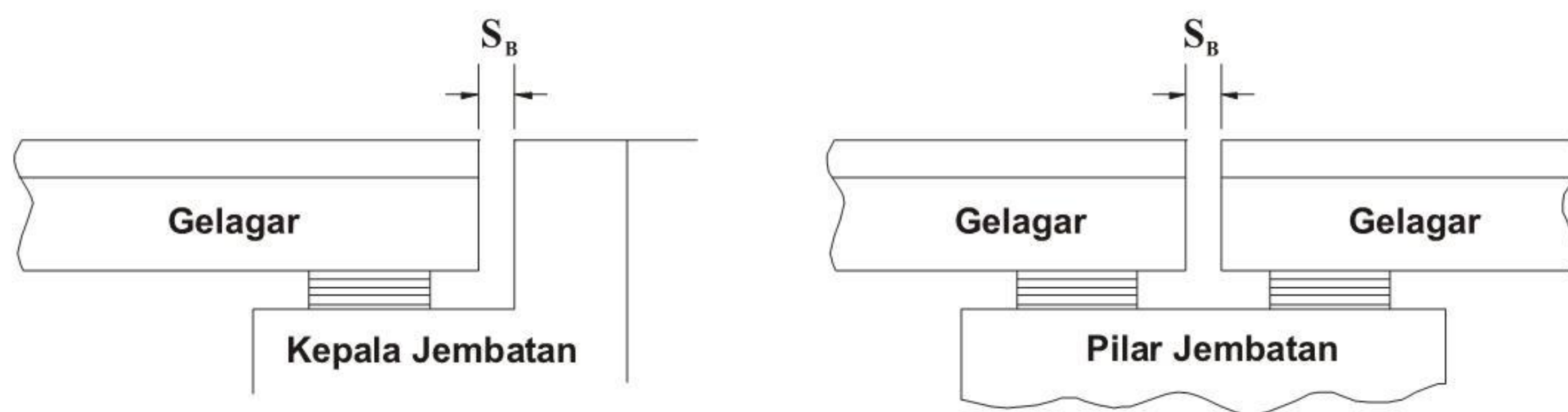
Kategori tanah yang daya dukungnya diabaikan (= nol) adalah sebagai berikut:

- lapisan tanah sangat lembek atau *silt* sampai kedalaman 3 m terhadap permukaan tanah dengan kuat tekan *unconfined* kurang dari 0,25 kgf/cm²;
- lapisan tanah pasir endapan baru (*aluvial*) sampai kedalaman 20 m terhadap permukaan tanah yang potensial terhadap likuefaksi.

analisis antara struktur utama (pilar dan s



Gambar 20 Model perhitungan periode alami, kedudukan gaya inersia bangunan atas



Gambar 21 Sela pada ujung gelagar

Perencanaan isolasi dasar (*base isolation*) dipertimbangkan berdasarkan periode alami jembatan dan pengaruh perkuatan kinerja penyerapan energi dari dua segi, yaitu pada keadaan biasa dan pada kejadian gempa.

Isolasi dasar tidak/kurang bermanfaat bila gaya gempa bertambah besar oleh periode alami lebih panjang, yaitu dalam kondisi berikut:

- lapisan tanah sekitar fondasi jembatan termasuk kategori yang diabaikan daya dukungnya dalam perhitungan tahan gempa;
- bangunan bawah fleksibel dan periode alami besar;
- kasus dimana pembesaran periode alami akan menyebabkan resonansi antara jembatan dan tanah fondasi, mengingat keadaan tanah yang lembek;
- perletakan memikul reaksi negatif (terangkat).

Isolasi dasar lebih bermanfaat bila gaya gempa direduksi oleh periode alami lebih panjang, yaitu dalam kondisi berikut:

- lapisan tanah teguh dan stabil selama gempa;
- bangunan bawah kaku dan periode alami kecil;
- jembatan tipe bentang menerus dan majemuk.

4.9 Perlengkapan penahan perletakan

4.9.1 Perlengkapan penahan bangunan atas

Perlengkapan penahan bangunan atas mempunyai struktur berikut:

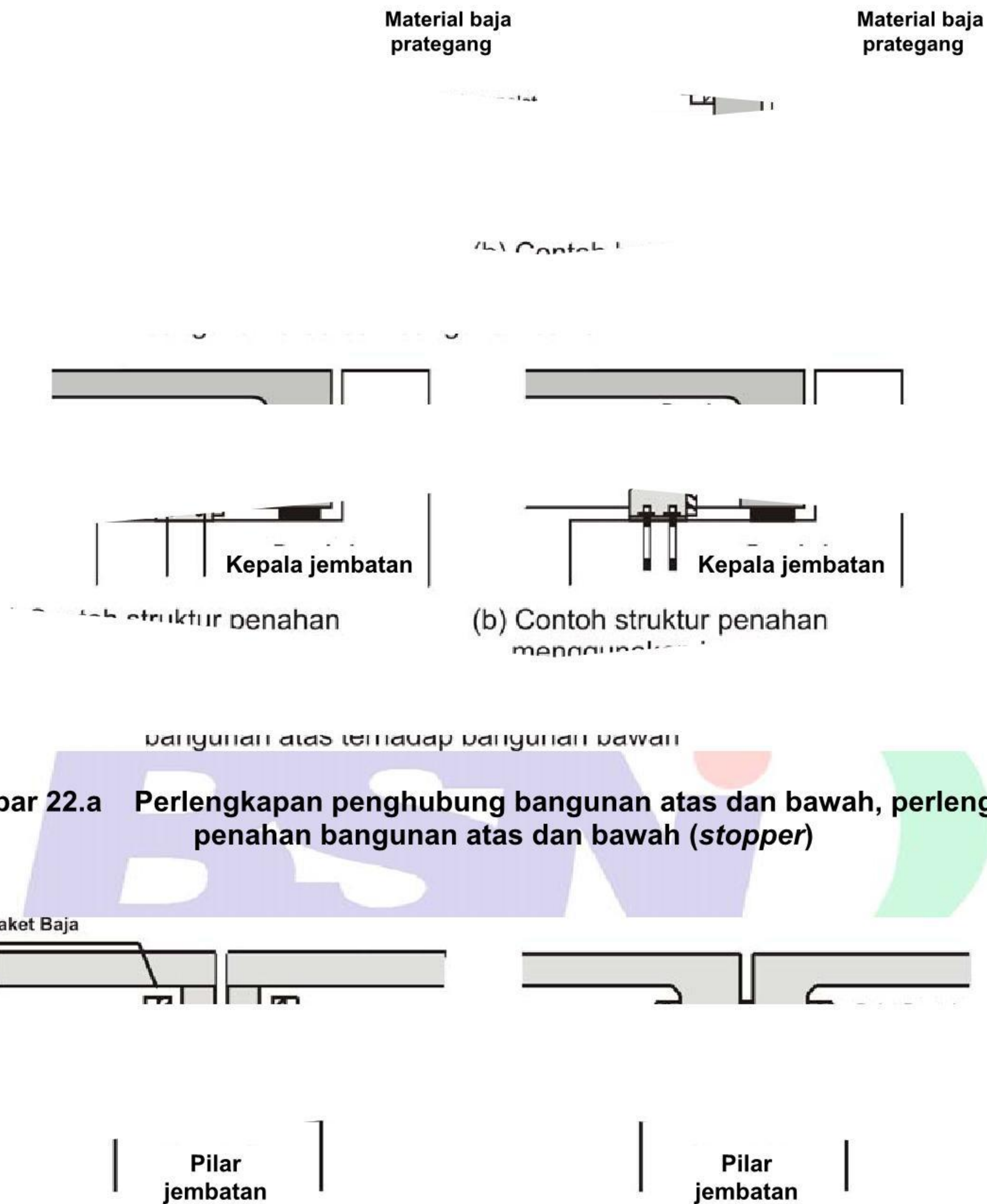
- struktur yang menghubungkan bangunan atas dan bawah (lihat Gambar 22.a);
- struktur tambahan/*stopper* sebagai penahan bangunan atas dan bawah (lihat Gambar 22.a);
- struktur yang menghubungkan dua rangkaian gelagar bangunan atas (lihat Gambar 22.b);
- struktur penahan tidak boleh mengganggu fungsi pergerakan dan perputaran perletakan;
- struktur penahan mampu bergerak dalam arah melintang sumbu jembatan dalam menahan gaya gempa;
- struktur penahan mudah diperiksa dan dipelihara.

Kekuatan leleh perlengkapan penahan diperhitungkan lebih besar dari gaya gempa rencana dengan perumusan berikut. Kekuatan leleh dalam hal ini dihitung berdasarkan tegangan ijin yang dikali dengan faktor 1,5.

$$\begin{aligned} H_F &= 1,5R_d \\ S_F &= c_F S_E \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (25)$$

dengan pengertian:

- H_F adalah gaya gempa rencana dari struktur penahan (tf, kN);
 R_d adalah reaksi beban mati (tf, kN), bila dihubungkan dua rangkaian gelagar maka diambil nilai terbesar dari dua reaksi vertikal;
 S_F adalah gerakan maksimum rencana dari perlengkapan penahan;
 S_E adalah panjangudukan gelagar pada tumpuan;
 c_F adalah koefisien perpindahan rencana dari struktur penahan, yang sebesar 0,75.



Gambar 22.a Perlengkapan penghubung bangunan atas dan bawah, perlengkapan penahan bangunan atas dan bawah (*stopper*)

4.9.2 Perlengkapan penahan gerakan berlebih

Perlengkapan penahan gerakan berlebih (lihat Gambar 23) mempunyai struktur berikut:

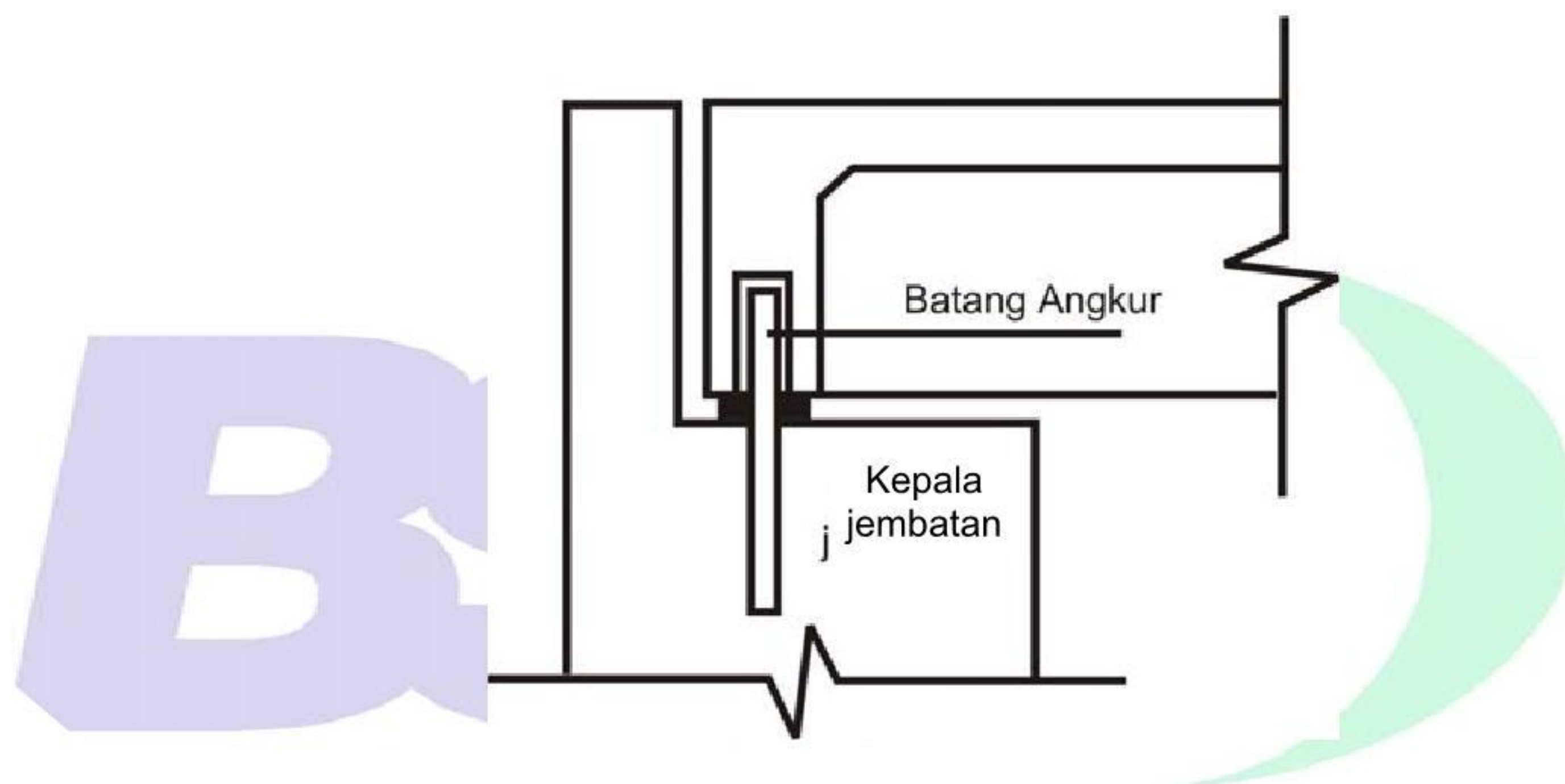
- struktur penghubung bangunan atas dan bawah;
- struktur yang mencakup penahan/*stopper* pada bangunan atas dan bawah;
- struktur penahan tidak boleh mengganggu fungsi pergerakan dan perputaran perletakan;
- struktur penahan mudah diperiksa dan dipelihara;
- struktur penahan tidak boleh mengganggu fungsi perlengkapan bangunan atas (lihat 4.9.1).

Kekuatan leleh perlengkapan penahan gerakan berlebih diperhitungkan berdasarkan tegangan ijin dengan perkalian koefisien 3 dalam perumusan berikut:

$$H_s = 3k_h R_d \quad \dots\dots\dots (26)$$

16.

lebih harus dipasai
 an tipe B memerlukan ,
 jembatan untuk tipe jembatan n,
 a kepala jembatan, serta untuk tipe g



Gambar 23 Perlengkapan penahan gerakan berlebih (jangkar)

bagian penting dalam struktur jembatan
 a menyebabkan kerusakan pada bar

dua tipe sebagai ber

a inersia b

Tabel 1 Tipe-tipe perletakan

Tipe	Perletakan karet atau perletakan baja	Perletakan karet dengan isolasi dasar	Perletakan karet dengan peredam (STU/LUD)
A	X		
B	X	X	X

Gaya seismik rencana ditentukan sebagai berikut:

gaya horizontal perletakan umumnya merupakan gaya inersia dari perhitungan statis (prosedur 1 dan prosedur 2);

gaya horizontal perletakan dengan isolasi dasar atau peredam gempa merupakan gaya inersia dari perhitungan dinamis (prosedur 3 dan prosedur 4);

gaya vertikal perletakan dalam arah keatas atau kebawah ditentukan dengan rumus:

$$\begin{aligned} R_L &= R_D + \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \\ R_U &= R_D - \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (27)$$

dengan pengertian:

- R_L adalah gaya seismik perletakan dalam arah kebawah (tf, kN);
 R_U adalah gaya seismik perletakan dalam arah keatas (tf, kN);
 (minimal - 0,1 R_D untuk tipe A dan minimal - 0,3 R_D untuk tipe B);
 R_D adalah gaya reaksi beban mati bangunan atas, positif dalam arah kebawah (tf, kN);
 R_{HEQ} adalah gaya reaksi perletakan keatas dan kebawah bila gaya lateral dari butir a dan b diatas bekerja di tumpuan dalam arah tegak lurus sumbu jembatan (tf, kN);
 R_{VEQ} adalah gaya seismik keatas dan kebawah (tf, kN) akibat koefisien gempa vertikal k_v yang diperoleh dari rumus:

$$R_{VEQ} = \pm k_v R_D \quad \dots\dots\dots (28)$$

 k_v adalah koefisien gempa vertikal yang diperoleh dengan mengalikan koefisien gempa horizontal dengan faktor 0,50 – 0,67 (k_v minimal 0,10) untuk tipe A dan minimal 0,3 untuk tipe B.

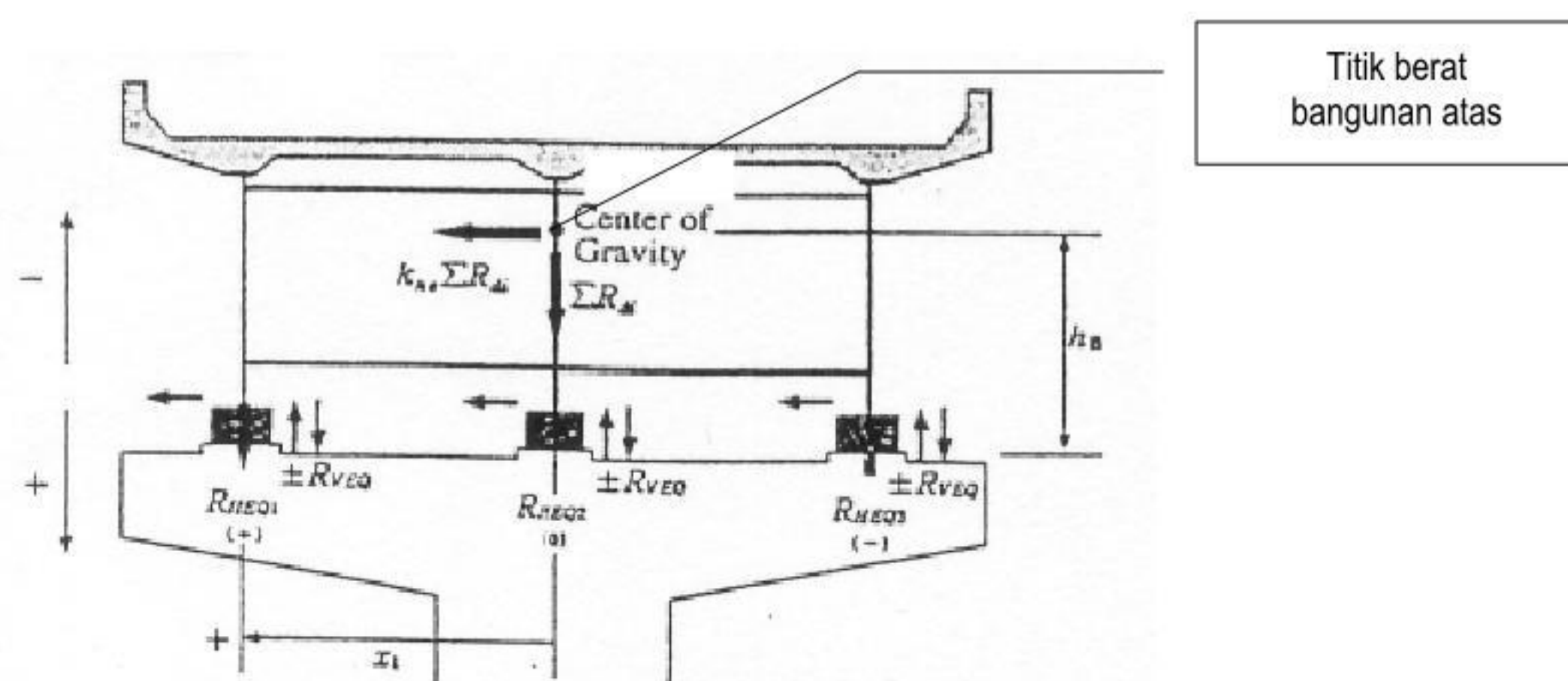
Gaya reaksi R_{VEQ} dan R_{HEQ} jarang mencapai maksimum secara bersamaan, sehingga dapat diambil akar dari jumlah kuadrat kedua nilai tersebut (Rumus 27).

Nilai R_{HEQ} tergantung pada posisi perletakan (lihat Gambar 24) dan untuk kondisi simetris ditentukan sebagai berikut:

$$R_{HEQi} = \frac{k_h \sum R_{di} h_B}{\sum x_i^2} x_i \quad \dots\dots\dots (29)$$

dengan pengertian:

- R_{HEQi} adalah gaya reaksi perletakan no i bila gaya seismik lateral bekerja dalam arah tegak lurus sumbu jembatan;
 k_h adalah koefisien gaya seismik lateral ekuivalen;
 R_{di} adalah reaksi beban mati pada perletakan no i;
 h_B adalah jarak vertikal dari dasar tumpuan terhadap titik berat bangunan atas;
 x_i adalah jarak horizontal dari titik berat bangunan atas terhadap perletakan no i.



Gambar 24 Reaksi perletakan akibat gaya seismik lateral dan vertikal

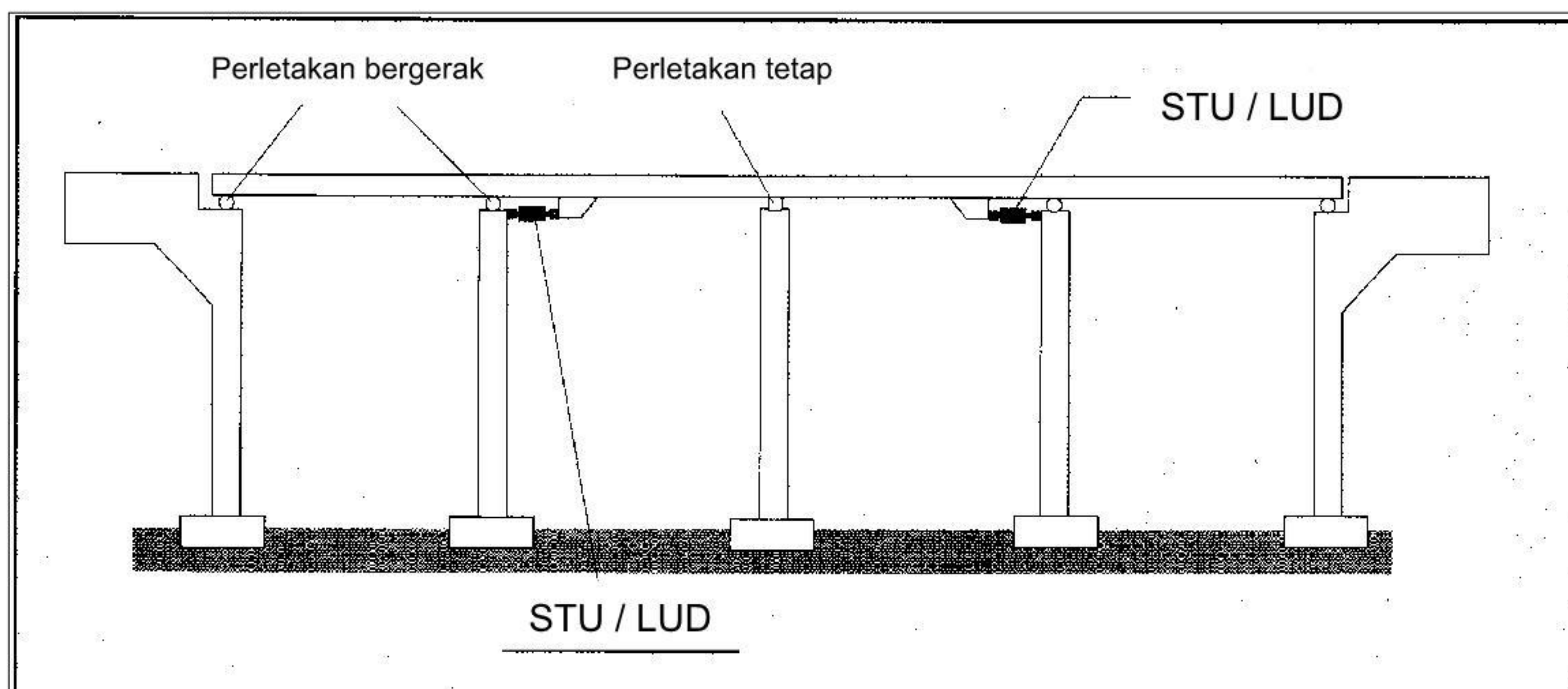
4.11 Peredam gempa (STU/LUD)

Peredam gempa yang disebut *shock transmission unit (STU)* atau *locking unit device (LUD)* menghubungkan elemen struktur yang terpisah agar beban gempa diredam dan disalurkan pada semua pilar jembatan. Umumnya STU/LUD ditempatkan disamping perletakan bergerak pada puncak pilar 'bebas'. (lihat Gambar 25).

STU/LUD memungkinkan gerakan jangka panjang yang lambat antara elemen struktur. Sehingga pada saat gempa STU/LUD berfungsi sebagai hubung yang menyalurkan gempa jangka pendek antara elemen struktur. Rencanan tahan gempa untuk membagi beban gempa antara pilar-pilar jembatan, yaitu tanpa STU/LUD, pilar-pilar bekerja sebagai satu kesatuan.

- a) mengizinkan gerakan jangka panjang yang lambat antara elemen struktur
- b) sehingga pada saat gempa STU/LUD berfungsi sebagai hubung
- c) menyalurkan gempa jangka pendek antara elemen struktur
- d) Rencanan tahan gempa untuk membagi beban gempa antara pilar-pilar jembatan, yaitu tanpa STU/LUD, pilar-pilar bekerja sebagai satu kesatuan.
- e) Rencanakan data mas
- f) Rencanakan data mas
- g) gelagar bangunan atas;
- c) beban gempa yang harus disalurkan menentukan kapasitas tiap unit STU/LUD;
- d) tersedianya tempat untuk pemasangan STU/LUD dan *bracket* yang bersangkutan;
- e) keperluan proteksi terhadap korosi;
- f) gerakan di luar bidang linier, mengingat STU/LUD terutama bekerja dalam sumbu memanjang jembatan. Gerakan arah melintang direncanakan secara khusus dengan perletakan pen tambahan;
- g) arah gerakan, mengingat STU/LUD umumnya bekerja dalam arah horizontal. Gerakan vertikal direncanakan secara khusus dengan pegas tambahan;
- h) rencana penempatan STU/LUD, di tiap pilar 'bebas' atau di beberapa pilar.

Penerapan STU/LUD bermanfaat untuk meredam gempa pada struktur gelagar menerus. Gaya gempa yang bekerja dalam arah memanjang jembatan merupakan fungsi dari masa gelagar/lantai jembatan, dan ditahan oleh perletakan tetap. Akumulasi gaya gempa pada perletakan tetap akan menyebabkan beban berlebih pada pilar tersebut. Pilar dengan perletakan tetap akan menahan gaya horizontal jangka panjang. Perletakan bebas bergerak/bergeser pada pilar lain dengan STU/LUD akan mengizinkan pergerakan lambat, sehingga semua pilar ikut menahan dan membagi gaya transien dari gempa (lihat Gambar 25). Pembagian gaya gempa dapat diperluas dengan menempatkan STU/LUD di salah satu atau kedua kepala jembatan.



Gambar 25 Penempatan STU/LUD pada perletakan bebas di puncak pilar

4.12 Sendi plastis

Jembatan harus didimensi secara proporsional sehingga sendi plastis hanya terjadi pada ujung-ujung kolom pilar dan tidak pada bagian-bagian yang sulit diawasi.

Semua pilar dalam suatu struktur harus mempunyai kekakuan lateral serupa dalam arah memanjang maupun melintang. Bila tinggi dan dimensi pilar-pilar berbeda jauh satu dengan lain, keperluan daktilitas pada pilar yang lebih pendek atau kaku dapat lebih besar dari pilar yang berdekatan. Geometrik susunan pilar menjadi tidak lajim, bila satu pilar yang pendek dan kaku berada diantara beberapa pilar yang lebih tinggi. Karena alasan ini, struktur demikian harus diperhitungkan khusus dengan cara moda spektral majemuk.

Persyaratan perencanaan dalam bagian ini hanya boleh diterapkan pada pilar jembatan dengan pola sendi serupa, dengan rasio dari jarak antara sendi-sendi (tinggi kolom) dibagi oleh dimensi penampang melintang relevan (lebar kolom) untuk setiap dua pilar jembatan tidak melebihi rasio 2 banding 1.

4.12.1 Perencanaan sendi plastis dalam beton struktural

Penggunaan kolom sirkular dianjurkan karena mempunyai karakteristik daktilitas yang sangat baik. Kolom persegi harus mempunyai rasio antara panjang sisi-sisi yang tidak melebihi 2 banding 1, dan ukuran lebih besar berada dalam arah beban gempa. Dimensi kolom adalah minimum 400 mm. Dinding yang dibebani dalam arah memanjang harus direncanakan sebagai struktur tidak daktil.

Daerah sendi plastis di ujung-ujung kolom harus diberi tulangan pengekan spiral atau sengkang. Penulangan melintang ini harus diteruskan dalam suatu jarak terhadap titik momen maksimum dalam daerah sendi, yang merupakan nilai maksimum dari:

- 1,5 kali diameter kolom atau ukuran maksimum penampang melintang;
- seperenam tinggi bersih kolom bila sendi terjadi pada kedua ujung kolom;
- seperempat tinggi bersih kolom bila sendi plastis hanya terjadi pada satu ujung kolom, seperti pilar kantilever;
- 600 mm.

Volume spiral atau sengkang sirkular tertutup ditentukan dari perbandingan sebagai berikut:

$$\frac{\text{Volume tulangan spiral}}{\text{Volume inti beton}}$$

yang merupakan nilai terbesar dari:

$$0,45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \text{atau} \quad 0,12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \dots\dots\dots (30)$$

dengan pengertian:

- A_g adalah luas penampang;
- A_c adalah luas inti, diukur terhadap tepi luar spiral;
- f'_c adalah kuat tekan karakteristik silinder beton (28 hari);
- f_{yh} adalah kuat leleh tulangan pengikat.

Tulangan sengkang berbentuk persegi boleh digunakan, dan luas tulangan dalam tiap arah utama penampang melintang adalah nilai terbesar dari:

$$A_{sh} = 0,3s_h h_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \text{atau} \quad A_{sh} = 0,12s_h h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad \dots\dots\dots (31)$$

dengan pengertian :

- A_{sh} adalah jumlah luas tulangan sengkang dan pengikat melintang tambahan;
- s_h adalah jarak pusat ke pusat dari susunan tulangan sengkang dan pengikat;
- h_c adalah dimensi inti beton diukur tegak lurus terhadap arah tulangan sengkang sampai tepi luar sengkang.

Jumlah luas tulangan pengikat melintang yang diperoleh dari Rumus 30 dan Rumus 31 dibatasi oleh 1,3 kali luas tulangan geser atau rasio volume tulangan 1,8%.

Tulangan pengikat melintang tambahan, harus mempunyai diameter sama dengan sengkang dan harus terikat dengan kait pada sengkang. Jarak pusat ke pusat dari susunan sengkang dan pengikat dalam daerah sendi plastis, tidak boleh melebihi 200 mm atau 6 kali diameter batang memanjang.

Jarak pusat ke pusat antara batang-batang tulangan memanjang yang dihubungkan dalam arah melintang penampang, tidak boleh melebihi 300 mm. Tiap batang memanjang atau kumpulan batang, harus didukung dalam arah lateral oleh tulangan sengkang atau pengikat melintang tambahan. Yang dikecualikan dari persyaratan ini adalah yang berikut:

- a) batang atau kumpulan batang, di antara dua batang atau kumpulan batang yang didukung oleh sengkang yang sama, dimana jarak antara batang atau kumpulan batang yang didukung melintang tidak melebihi 200 mm;
- b) batang tulangan dalam inti beton, dengan jarak lebih dari 75 mm terhadap tepi dalam dari sengkang.

Gaya leleh dalam batang sengkang atau pengikat melintang tambahan pada kekuatan leleh yang disyaratkan, f_{yh} , harus paling sedikit sama dengan 1/16 gaya leleh dari batang atau kumpulan batang yang didukungnya termasuk batang yang dikecualikan dari persyaratan dukungan arah melintang.

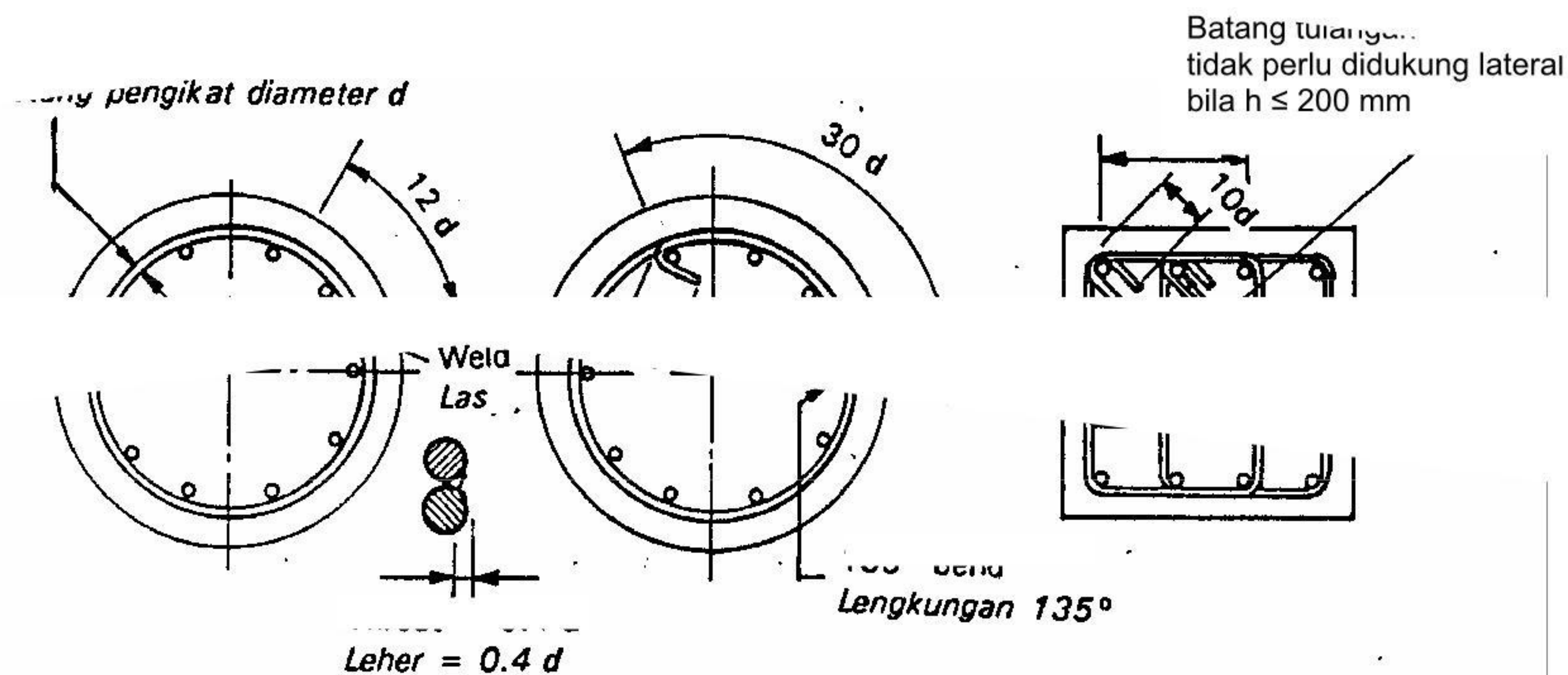
Tulangan pengikat harus merupakan spiral menerus sepanjang tinggi pengekanan atau merupakan sengkang tertutup. Kontinuitas tulangan pengikat dibuat dengan salah satu cara penyambungan berikut:

- sambungan tulangan dengan las, panjang las minimum 12 diameter batang, dan tebal minimum leher las sebesar 0,4 kali diameter batang, atau;
- sambungan tulangan dengan 'overlap', panjang penyaluran minimum 30 diameter batang dan tiap ujung batang terjangkar oleh kait dengan lengkungan 135 derajat dan perpanjangan 10 diameter batang kedalam inti beton.

Sengkang persegi harus ditutup oleh kait dengan lengkungan 135 derajat dan perpanjangan 10 diameter batang kedalam inti beton.

Tulangan utama memanjang dalam kolom, harus merupakan baja struktural dengan kuat leleh maksimum 310 MPa, agar terjamin daktilitas yang baik. Penulangan utama harus terdiri dari batang deform. Tulangan memanjang kolom harus minimum 0,8% dan maksimum 6% terhadap volume inti beton, serta maksimum 8% dalam daerah sambungan tulangan.

Di luar lokasi sendi, jarak antara tulangan geser tidak boleh melebihi setengah ukuran minimum penampang melintang, atau 300 mm.



Gambar 26 Detail tipikal tulangan pengikat

2.4.2. Kolom dan komponen yang beres

sendi diperlengkapi dengan inti dalam yang terikat spiral atau inti dalam dari baja, yang mampu memikul beban mati jembatan. Inti dalam tersebut memudahkan perbaikan daerah sendi setelah gempa besar, karena berat jembatan didukung secara aman selama perbaikan dan tulangan yang rusak. Gaya geser maksimum pada tulangan

disarankan untuk pengekanan dapat digunakan sebagai tulangan geser.

Tulangan memanjang kolom boleh disambung sekitar pertengahan antara sendi plastis, bila terjadi sendi pada kedua ujung kolom. Bila terjadi sendi pada satu ujung kolom, sambungan boleh ditempatkan pada jarak dua kali ukuran maksimum penampang melintang kolom terhadap lokasi sendi plastis. Sambungan batang tulangan harus dibuat dengan selang-seling.

4.12.2 Perencanaan sendi plastis dalam baja struktural

Semua komponen dapat terjadi sendi plastis harus terdiri dari penampang kompak. Ketahanan lateral pada lokasi sendi harus diperhitungkan agar daktilitas dan kapasitas momen tidak berkurang akibat tekuk dari puntir lateral.

Dalam daerah sendi plastis dari kolom, tegangan akibat beban aksial dan geser harus digabung sedemikian agar memenuhi yang berikut:

$$\left(\frac{P_e^0}{A_s f_y} \right)^2 + \left(\frac{V_w^0}{0,55 A_w f_y} \right)^2 < 1,0 \dots\dots\dots (32)$$

dengan pengertian:

- P_e^0 adalah beban aksial dalam kolom, termasuk beban guling pada keadaan kekuatan lebih (*overstrength*);
- A_s adalah luas penampang melintang dari komponen baja;
- A_w adalah luas penampang melintang dari badan dari komponen baja;
- f_y adalah tegangan leleh baja;
- V_w^0 adalah geser dalam badan kolom yang ditentukan dari kekuatan lebih pada sendi plastis.

Hubungan dari komponen bersendi pada bagian lain dari struktur harus mampu mengembangkan kapasitas momen ultimit dari kolom, dengan memperhitungkan pengaruh pengerasan ulur baja dan keadaan kritis dari pembebanan aksial yang bersamaan (umumnya beban aksial minimum dalam komponen bersendi). Pelat pengaku badan harus pada kedalaman penuh antara flens, pada kedua sisi badan, dirapatkan pada flens, memiliki lengkungan sesuai radius akar profil dan dilas sudut pada badan.

Konsentrasi tegangan pada lokasi sendi plastis harus dibatasi agar tegangan rata-rata setiap penampang adalah lebih kecil dari 0,85 kali kekuatan ultimit baja. Persyaratan ini berlaku bila digunakan hubungan baut yang menahan momen.

Beban aksial dalam komponen sendi plastis dapat terbentuk, tidak boleh melebihi $0,4 A_s f_y$. Beban aksial akan mengurangi kapasitas momen.

Dianjurkan untuk menggunakan baja dengan tegangan leleh maksimum 280 MPa. Bila digunakan mutu baja lebih tinggi (tetapi tidak melebihi 360 MPa), pengelasan di lapangan harus dihindari. Semua pengelasan harus diselesaikan di pabrik oleh tukang las yang berpengalaman dan semua hubungan di lapangan harus dengan baut. Penggunaan baut pratekan '*friction grip*' dianjurkan agar mencegah perubahan beban dalam baut pada pembebanan seismik berulang. Sambungan dalam kolom baja boleh ditempatkan sekitar pertengahan tinggi kolom.

4.12.3 Perencanaan kekuatan lebih

Proses perencanaan struktur diantara sendi plastis dikenal sebagai perencanaan kekuatan lebih. Hal ini harus diperhatikan oleh perencana agar tidak terdapat titik lemah di luar lokasi sendi plastis.

Keruntuhan paling umum terjadi dalam kolom-kolom yang disebabkan oleh keruntuhan geser atau keruntuhan sendi plastis, atau oleh penyaluran momen sendi plastis ke dalam bangunan atas dan bangunan bawah.

Faktor reduksi kekuatan untuk beton dan baja dalam perencanaan kekuatan lebih, diambil sama dengan 1,0. Untuk mencegah keruntuhan geser tidak detail dari kolom, perlu dijamin agar kekuatan geser nominal (yaitu dengan faktor reduksi kekuatan = 1,0) lebih besar dari kekuatan geser yang ditentukan dengan rumus berikut:

$$V_{kolom} = \frac{\sum M^0}{L} \dots\dots\dots (33)$$

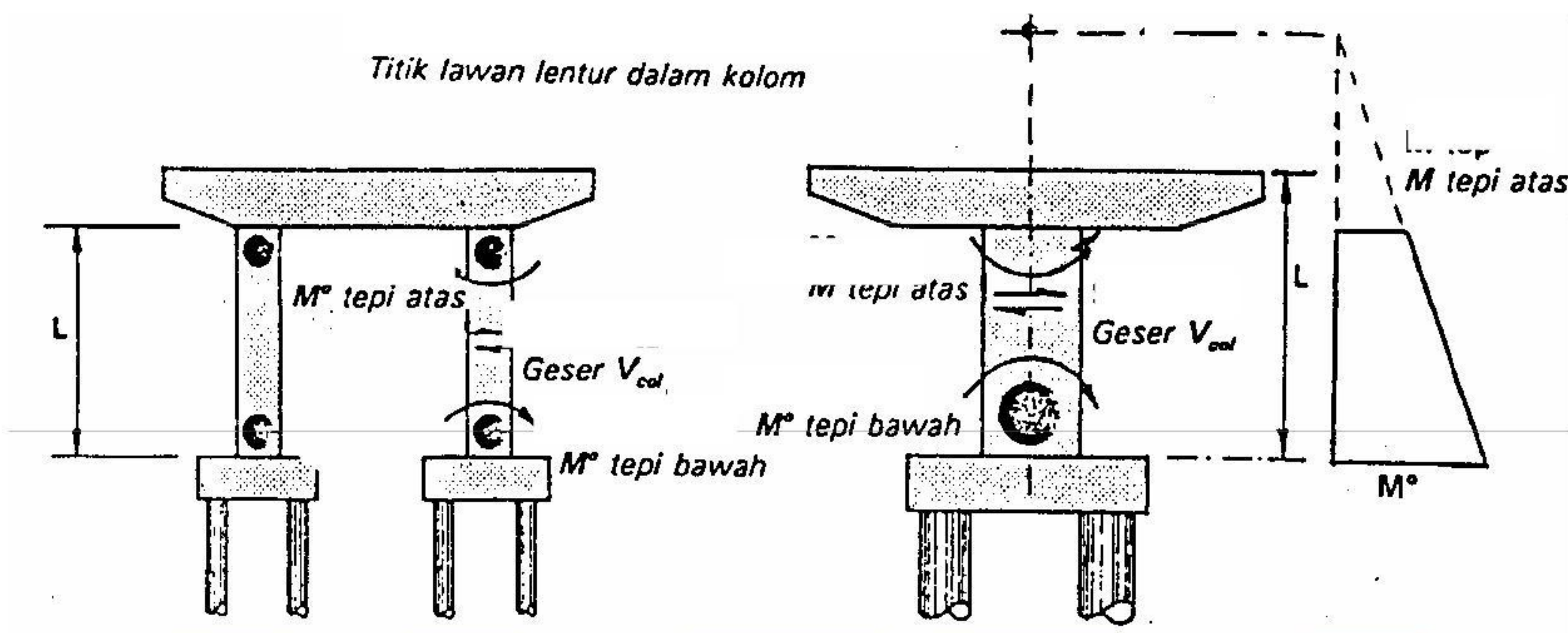
dengan pengertian:

V_{kolom} adalah kekuatan geser dari kolom;

$\sum M^0$ adalah jumlah kekuatan lentur lebih dari semua sendi yang menahan beban lateral;

L adalah tinggi kolom.

Kolom harus didimensi sebagai kolom pendek sehingga risiko tekuk pada beban aksial tidak menjadi kritis. Perbandingan kelangsingan L_e/r tidak boleh melebihi 60 untuk kolom baja dan 22 untuk kolom beton. L_e adalah jarak antara sendi plastis, dan r adalah jari-jari girasi.



Gambar 27 Geser dalam kolom

Pengaruh P-delta harus dipertimbangkan dalam semua rencana portal bergoyang. Bila simpangan portal pada awal pembentukan sendi plastis, menyebabkan momen beban eksentris yang melebihi 5% dari momen sendi plastis, maka kekuatan lentur harus ditingkatkan untuk mengijinkan momen tambahan. Ini juga berarti bahwa bagian di antara sendi plastis yang tetap elastis, harus ditingkatkan dalam kapasitas agar menahan bertambahnya kapasitas momen sendi plastis.

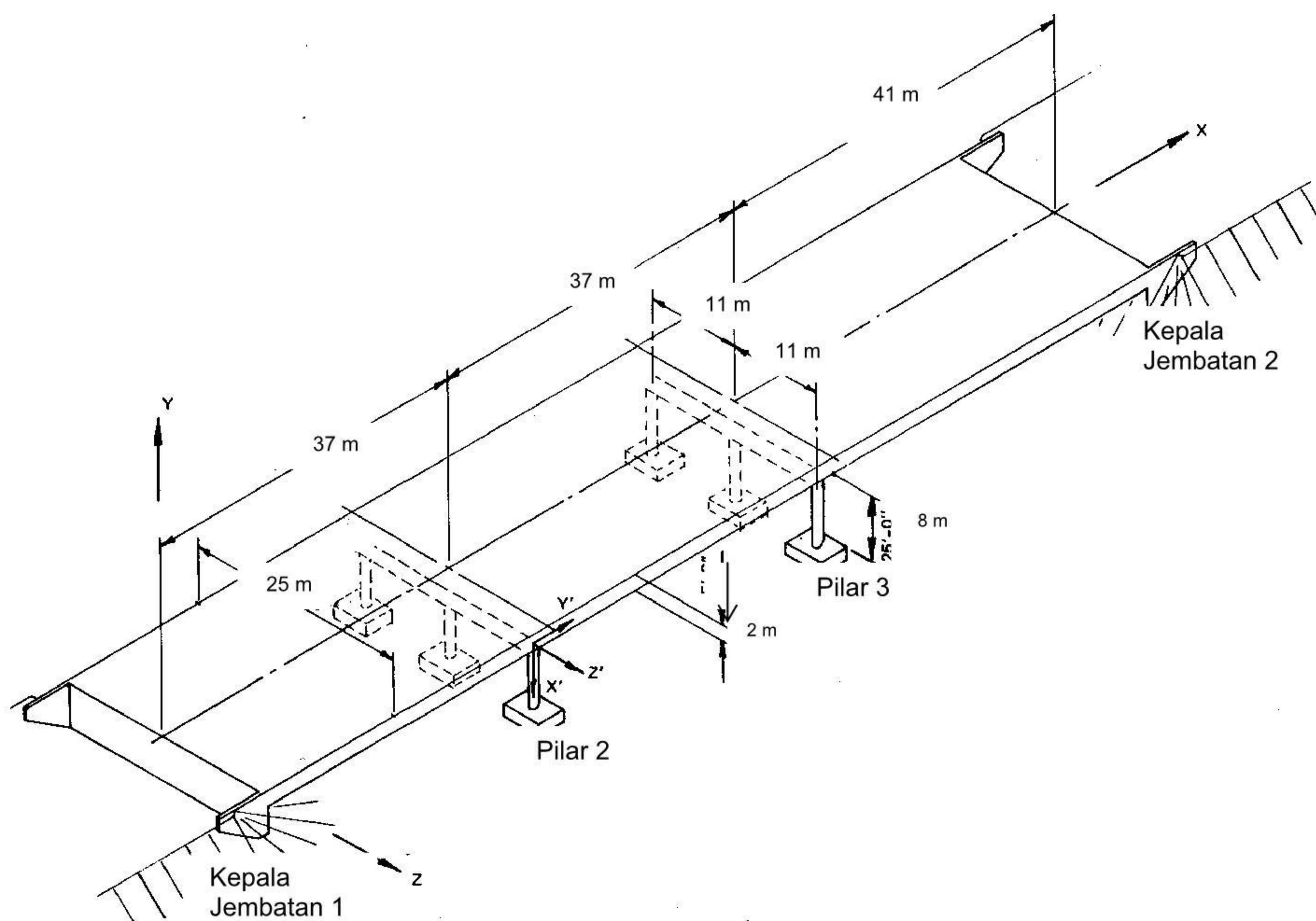
Hubungan sendi plastis kolom dengan sistem lantai dan tiang harus mampu mengembangkan kapasitas kekuatan lebih dari sendi plastis. Hubungan harus direncanakan agar menahan gaya aksial, lentur dan geser dari komponen yang dihubungkan.

Lampiran A (informatif)

Contoh perhitungan spektral moda majemuk tanpa interaksi tanah

(Prosedur 3)

Contoh kasus: jembatan gelagar beton tipe boks 3 bentang menerus (lihat Gambar A.1).



Catatan: sumbu ordinat global (X, Y, Z) untuk struktur tidak perlu bersamaan sumbu koordinat lokal (X', Y', Z') untuk pilar.

Gambar A.1 Dimensi contoh kasus jembatan

Bangunan bawah:

$$H = 7,625 \text{ m}$$

$$A = 1,209 \text{ m}^2$$

$$I_x = 0,225 \text{ m}^4$$

$$I_y = I_z = 0,1125 \text{ m}^4$$

$$f'_c = 22,8 \text{ MPa}$$

$$E_c = 21000 \text{ MPa}$$

Bangunan atas:

$$\begin{aligned} L &= 114,6 \text{ m} \\ A_x &= 11,44 \text{ m}^2 \\ I_x &= 1,01 \text{ m}^4 \\ I_y &= 567 \text{ m}^4 \\ I_z &= 4,56 \text{ m}^4 \\ f'_c &= 22,8 \text{ MPa} \\ E_c &= 21000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

A.1 Kutipan tabel

Sebagian tabel yang dikutip disini untuk kejelasan: (lihat Tabel A.1 sampai dengan Tabel A.11)

Tabel A.1 Akselerasi puncak di batuan dasar untuk wilayah gempa tipikal

Wilayah	A_a	A_v
6	0,40	0,40
5	0,30	0,30
4	0,20	0,20
3	0,15	0,15
2	0,10	0,10
1	0,05	0,05

**Tabel A.2 Kategori kinerja seismik
(SPC, Seismic Performance Category)**

A_v	Klasifikasi kepentingan II	Klasifikasi kepentingan I
>0,29	D	C
0,20-0,29	C	C
0,11-0,19	C	B
0,06-0,10	B	A
$\leq 0,05$	A	A

Tabel A.3 Koefisien profil tanah (S)

S (batuan)	S (sedang)	S (lembek)
$S_1=1,0$	$S_2=1,2$	$S_3=1,5$

Tabel A.4 Prosedur analisis berdasarkan kategori kinerja seismik (A-D)

Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal atau sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-

Tabel A.5 Faktor modifikasi respon (R_d) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah

	Kolom atau pilar	Penghubung (<i>connection</i>) bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (<i>b</i>)	Kolom, pilar atau tiang (<i>c</i>)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding (<i>a</i>)	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
<i>Pile cap</i> beton	2-3			

A.2 Anggapan

Modulus elastis beton 21000 MPa, wilayah gempa: koefisien akselerasi (A) 0,40, klasifikasi kepentingan 1, kategori kinerja seismik (SPC) adalah D berarti diperlukan analisis rinci. Kondisi tanah (S) dengan koefisien 1,2.

Faktor modifikasi untuk tingkatan daktilitas ditentukan dengan Tabel A.5. Untuk pilar kolom majemuk $R = 5$ untuk kedua sumbu ortogonal. Faktor $R = 0,8$ untuk hubungan bangunan atas pada kepala jembatan, $R = 1,0$ untuk hubungan kolom pada cap dan kolom pada fondasi. Tetapi untuk klasifikasi D analisis rinci, dianjurkan cara perhitungan gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis, sehingga faktor R tidak digunakan dalam hal ini.

Geometrik jembatan dan perbandingan kekakuan berada dalam rentang 'jembatan beraturan'. Menurut Tabel A.4 digunakan prosedur 3 (cara spektral moda majemuk) sebagai prosedur analisis yang minimal diperlukan.

A.3 Penentuan gaya elastis dan perpindahan

Gerakan gempa diarahkan sepanjang sumbu memanjang dan melintang jembatan yaitu sumbu X dan Z global (Gambar A.2). Gaya seismik dalam arah ortogonal dikombinasikan sebagai berikut:

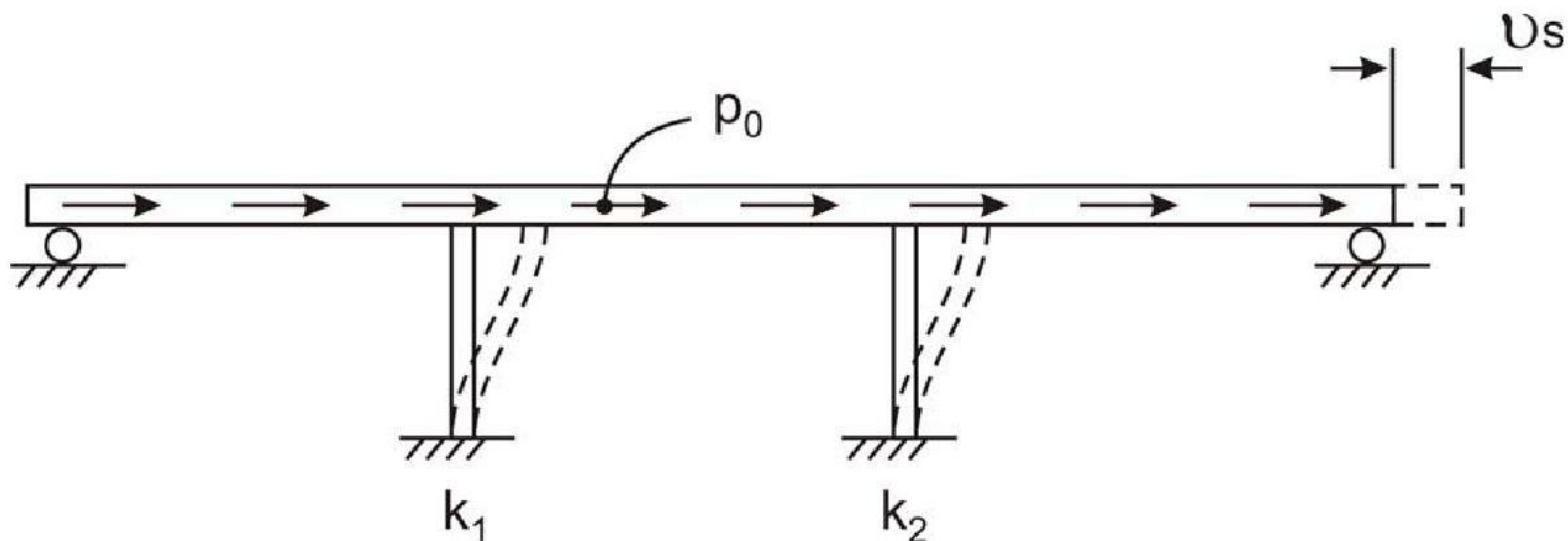
- kombinasi beban 1: 100% gaya gerakan memanjang ditambah 30% gaya gerakan melintang;
- kombinasi beban 2: 100% gaya gerakan arah melintang ditambah 30% gerakan arah memanjang.

A.4 Cara analisis spektral moda majemuk - prosedur 3

Gaya gempa arah memanjang

Tahap 1: Deformasi aksial dalam lantai diabaikan dan dianggap bahwa lantai berkinerja sebagai bagian kaku, jembatan diidealisasi sedemikian sehingga kepala jembatan tidak

menyumbang pada kekakuan memanjang. Penyederhanaan ini akan memberikan gaya lebih konservatif pada bangunan bawah (lihat Gambar A.2).



Gambar A.2 Idealisasi struktur dan penerapan beban merata anggapan untuk moda getaran memanjang

Dengan satuan beban merata virtual memanjang tercapai perpindahan tetap yaitu $v_s(x) = v_s$ sepanjang jembatan. Dengan anggapan kolom menahan sendiri gerakan memanjang, perpindahan diperoleh dengan menggunakan kekakuan kolom sebesar $12 EI/H^3$ dalam arah memanjang. Dengan besaran kolom menurut Gambar A.1, kekakuan untuk pilar (2 dan 3) dalam Gambar A.2 adalah k_1 dan k_2 masing-masing, yang dihitung sebagai berikut:

$k_1 = k_2 = 3 (12 EI)/H^3 = 3 \times (12 \times 21000000 \times 0,1122)/7,62^3 = 191712 \text{ kN/m}$ berarti untuk memperoleh deformasi 1m diperlukan gaya 191712 kN

terjadi simpangan / perpindahan arah memanjang dengan gaya satuan merata $p_0 = 1 \text{ kN/m}$ pada L bentang total jembatan :

$$v_s = (p_0 L)/(k_1 + k_2) = (1 \times 114,6)/(2 \times 191712) = 0,0003 \text{ m}$$

Tahap 2: Dengan anggapan berat isi bangunan atas 26,4 kN/m diperoleh berat mati per satuan panjang bangunan atas dengan luas penampang A, sebesar : $w(x) = 26,4 A = 26,4 (11,4) = 300,96 \text{ kN/m}$. Berat ini lebih besar dari beton biasa karena mencakup berat bagian atas kolom, cap kolom yang tertanam dan diafragma antara. Faktor α , β , γ diperhitungkan dengan distribusi berat mati bangunan atas per satuan panjang $w(x)$ dan profil perpindahan $v_s(x)$ bangunan atas, yang dianggap konstan sehingga menyederhanakan perhitungan integral.

$$\alpha = \int_{\text{kepala jembatan 1}}^{\text{kepala jembatan 4}} v_s(x) dx = v_s L = 0,0003 \times 114,6 = 0,0344 \text{ m}^2$$

$$\beta = \int_{\text{kepala jembatan 1}}^{\text{kepala jembatan 4}} w(x) v_s(x) dx = w v_s L = 300,96 \times 0,0003 \times 114,6 = 10,347 \text{ kNm}$$

$$\gamma = \int_{\text{kepala jembatan 1}}^{\text{kepala jembatan 4}} w(x) v_s(x)^2 dx = w v_s^2 L = 300,96 \times (0,0003)^2 \times 114,6 = 0,0031 \text{ kNm}^2$$

Tahap 3: perhitungan perioda T

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_o g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{w v_s}{p_o g}} = 2 \sqrt{\frac{W v_s}{P_o}} = 2 \sqrt{\frac{W}{k}} = 2 \sqrt{\Delta_w}$$

dengan pengertian:

$W = wL$ adalah berat total bangunan atas dan hubungan bangunan bawah;

$P_o = p_o L$ adalah beban virtual total;

k adalah kekakuan total struktur;

Δ_w adalah perpindahan memanjang akibat beban mati total yang bekerja arah memanjang.

atau menggunakan rumus:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_o g \alpha}} = 2\pi \left[\frac{0,0031}{1 \times 9,8 \times 0,0344} \right]^{1/2} = 0,6 \text{ detik}$$

Tahap 4: Koefisien respon seismik elastis C_s diperoleh dari persamaan berikut dengan substitusi A, S, dan T:

$$C_s = \frac{1,2AS}{T^{2/3}} = \frac{1,2 \times 0,4 \times 1,2}{0,6^{2/3}} = 0,81 (\leq 2,5 A)$$

karena koefisien respon seismik tidak melebihi 2,5 A ($2,5 \times 0,4 = 1$), digunakan $C_s = 0,81$. Pembebanan statis ekuivalen seismik dan geser elastis seismik total V dinyatakan sebagai berikut:

$$P_e(x) = \frac{\beta C_s w(x) v_s(x)}{\gamma} = w C_s = p_c$$

$$V = p_c L = w L C_s = W C_s$$

$$P_e(x) = 300,96 \times 0,81 = 244 \text{ kN/m}$$

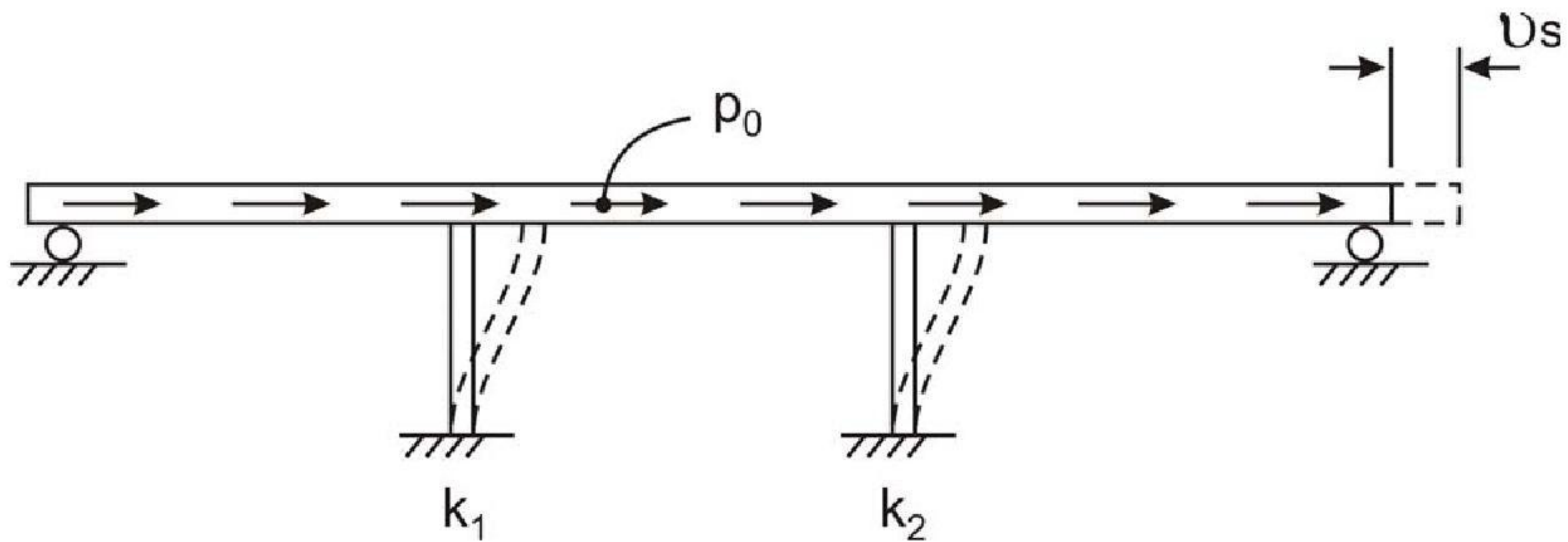
Tahap 5: Pembebanan statis ekuivalen diterapkan (lihat Gambar A.3). Perpindahan 0,073 m dan gaya beban gempa memanjang (lihat Tabel A.6) diperoleh sebagai berikut :

$$v_s = \frac{P_e(x) \cdot L}{k_1 + k_2} = \frac{244 \times 114,6}{2 \times 191712} = 0,073 \text{ m}$$

$$V_{Y'} \text{ geser per kolom} = \frac{244 \times 114,6}{6} = 4662 \text{ kN}$$

$$M_{Z'Z'} \text{ momen per kolom} = 4662 \times 3,81 = 17762 \text{ kNm}$$

Perhatikan bahwa pada jembatan ini $V_{Y'}$ dan $M_{Z'Z'}$ adalah nol untuk gerakan gempa memanjang.



Gambar A.3 Perpindahan dan intensitas beban gempa untuk pembebanan memanjang

Tabel A.6 Gaya elastis dan modifikasi akibat gerakan gempa memanjang

Lokasi	$V_{Y'}$ Memanjang Geser (kN)	$M_{Z'Z'}$ Memanjang Momen (kNm)	$V_{Z'}$ Melintang Geser (kN)	$M_{Y'Y'}$ Melintang Momen (kNm)	$P_{X'}$ Aksial Gaya (kN)
Kepala jembatan 1	0	0	0	0	481***
Pilar 2 (per kolom)	4662	17762 (3552)**	0	0	499
Pilar 3 (per kolom)	4662	17762 (3552)	0	0	522
Kepala jembatan 4	0	0	0	0	417

gerakan gempa memanjang

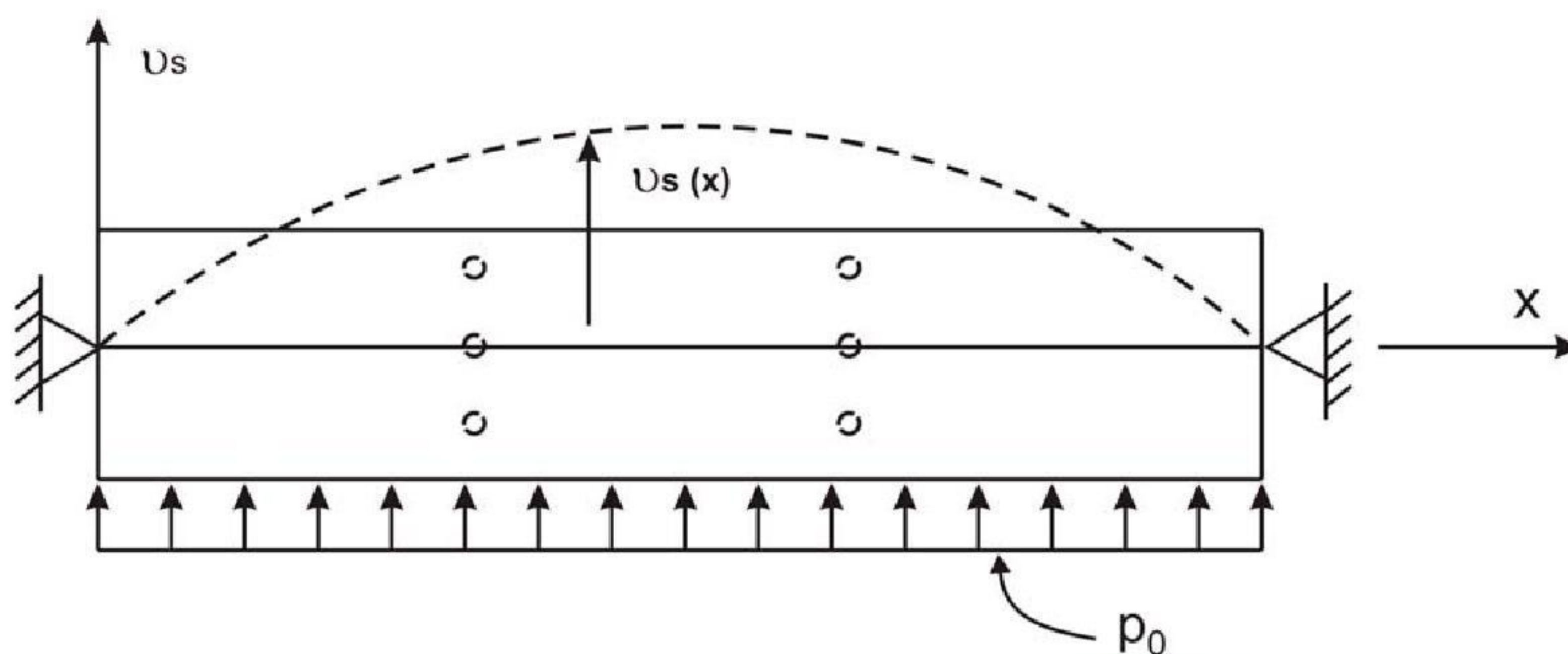
(*) Sumbu lokal Y' dan Z' dari kolom pilar tidak perlu sama dengan sumbu memanjang dan melintang jembatan. Tetapi pada jembatan lurus tanpa skew, perhitungan lebih sederhana bila dianggap bahwa sumbu lokal Y' kolom pilar sama dengan sumbu memanjang jembatan seperti contoh ini.

(**) Gaya gempa rencana menggunakan faktor reduksi /daktilitas $R=5$. Perhatikan bahwa gaya geser dan aksial tidak direduksi.

(***) Gaya aksial elastis pada kepala jembatan dan pilar ditentukan untuk kondisi beban (lihat Gambar A.3), menggunakan cara distribusi momen dan mempertimbangkan fleksibilitas bangunan atas.

Gempa arah melintang

Tahap 1: Dianggap bahwa beban merata melintang sebesar 1 kN/m bekerja pada jembatan (Gambar A.4). Perpindahan melintang $v_s(x)$ pada titik 1/4 sebagai node/titik simpul tambahan selain node/titik simpul ujung bentang, ditunjukkan dalam Tabel A.7. Analisis *space frame* dapat digunakan, dimana kekakuan kepala jembatan arah melintang dimodelkan sebagai pegas linier ekuivalen.



Gambar A.4 Denah jembatan tiga bentang menerus akibat beban melintang anggapan

Tahap 2: Faktor α , β , dan γ diperhitungkan dengan cara integral berikut:

$$\alpha = \int_{\text{kepala jembatan 1}}^{\text{kepala jembatan 4}} v_s(x) dx = 0,0073 m^2$$

$$\beta = \int_{\text{kepala jembatan 1}}^{\text{kepala jembatan 4}} w(x) v_s(x) dx = w v_s L = 300,96 \times 0,0073 = 2,197 kNm$$

$$\gamma = \int_{\text{kepala jembatan 1}}^{\text{kepala jembatan 4}} w(x) v_s(x)^2 dx = 300,96 \times 5,8 \cdot 10^{-7} = 0,000175 kNm^2$$

Tahap 3: Perioda T dihitung sebagai berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} = 2\pi \left[\frac{0,000175}{1 \times 9,8 \times 0,0073} \right]^{1/2} = 2\pi \sqrt{2,446 \cdot 10^{-3}} = 0,31 \text{ detik}$$

Tahap 4: Koefisien respon elastis C_s diperoleh sebagai berikut :

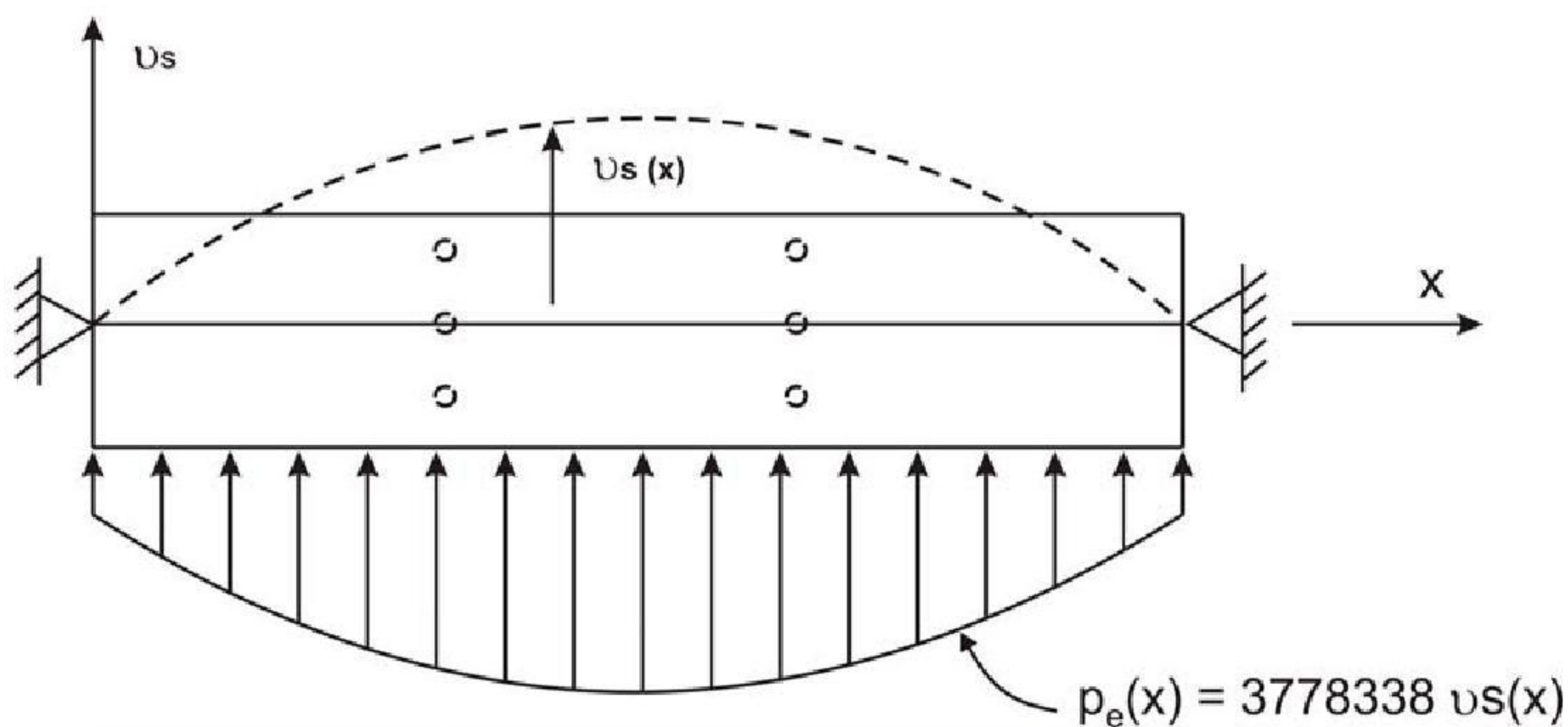
$$C_s = \frac{1,2 A S}{T^{2/3}} = \frac{1,2 \times 0,4 \times 1,2}{0,31^{2/3}} = 1,24$$

Besaran ini melebihi 2,5 A (jadi >1) sehingga digunakan $C_s = 1,0$. Intensitas beban gempa $p_e(x)$ dihitung sebagai berikut:

$$p_e(x) = \frac{\beta C_s w(x) v_s(x)}{\gamma} = \frac{2,197 \times 1,0 \times 300,96}{0,000175} = 3778338 v_s(x) \text{ kN/m}^2$$

Dengan perumusan diatas, intensitas beban pada titik ¼ diperhitungkan (lihat Tabel A.7).

Tahap 5 : Dengan menggunakan beban statis ekuivalen (Gambar A.5) diperoleh gaya ujung komponen akibat beban gempa melintang (lihat Tabel A.8). Gaya dan perpindahan komponen dalam contoh ini diperoleh dengan perhitungan *space frame*. Perhatikan bahwa momen dan geser memanjang ($M_{z'z'}$ dan $V_{y'}$) akibat gempa melintang terjadi karena eksentrisitas kolom luar terhadap sumbu memanjang bangunan atas.



Gambar A.5 Denah jembatan tiga bentang akibat beban statis ekuivalen gempa

Tabel A.7 Perpindahan dan intensitas beban gempa untuk pembebanan melintang

Lokasi	Perpindahan akibat beban melintang merata $V_s(x)$ (m)	$V_s(x)$ rata ² $[V_s(x)_i + V_s(x)_{i+1}]/2$	Intensitas beban gempa $P_e(x)$ $= 377838 \times V_s$ (kN/m)	$V_s(x)^2$ rata ²
Kepala jembatan 1	0,0	0,0000132	0,0	$1,74 \cdot 10^{-10}$
Bentang 1-1/4	0,0000264	0,0000385	99	$1,482 \cdot 10^{-9}$
Bentang 1-1/2	0,0000506	0,0000608	191	$3,696 \cdot 10^{-9}$
Bentang 1-3/4	0,000071	0,000079	268	$6,240 \cdot 10^{-9}$
Pilar 2	0,000087	0,000092	328	$8,464 \cdot 10^{-9}$
Bentang 2-1/4	0,000097	0,0000995	366	$9,90 \cdot 10^{-9}$
Bentang 2-1/2	0,000102	0,000101	385	$1,02 \cdot 10^{-8}$
Bentang 2-3/4	0,0001	0,0000965	377	$9,31 \cdot 10^{-9}$
Pilar 3	0,000093	0,000085	351	$7,225 \cdot 10^{-9}$
Bentang 3-1/4	0,000077	0,0000665	290	$4,42 \cdot 10^{-9}$
Bentang 3-1/2	0,000056	0,0000428	211	$1,83 \cdot 10^{-9}$
Bentang 3-3/4	0,0000296	0,0000148	111	$2,19 \cdot 10^{-10}$
Kepala jembatan 4	0,0		0,0	
	$V_s(x)$ rata ² =	$7,896 \cdot 10^{-4}$	$V_s(x)^2$ rata ² =	$631,6 \cdot 10^{-10}$

$$\alpha = \int V_s(x) dx = 7,896 \cdot 10^{-4} \times 9,2 = 0,0073 m^2$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx = 300,96 \times 0,0073 = 2,197 kNm$$

$$\gamma = \int w(x) v_s(x)^2 dx = 300,96 \times 631,6 \cdot 10^{-10} \times 9,2 = 1,75 \cdot 10^{-4} kNm^2$$

Tabel A.8 Gaya elastis dan modifikasi akibat gerakan gempa melintang

Lokasi	$V_{Y'}$ Memanjang Geser (kN)	$M_{Z'Z'}$ Memanjang Momen (kNm)	$V_{Z'}$ Melintang Geser (kN)	$M_{Y'Y'}$ Melintang Momen (kNm)	$P_{X'}$ Aksial Gaya (kN)
Kepala jembatan 1*	0	0	8290 (10365)**	0	0
Pilar 2** (per kolom)	336	1228 (245)	1798	6587 (1317)	931
Pilar 3*** (per kolom)	268	979 (195)	1925	7047 (1410)	994
Kepala jembatan 4*	0	0	8590 (10737)	0	0

Catatan:

*) Perencanaan kepala jembatan 1 dan 4 menggunakan gaya lebih besar ($R=0,8$)

**) Faktor reduksi adalah $R = 5$ untuk kolom pilar. Perhatikan bahwa geser dan gaya aksial kolom tidak direduksi

Perpindahan melintang lantai jembatan adalah:

Pilar 2: 0,026 m

Bentang tengah 2: 0,03 m

Pilar 3: 0,028 m

A.5 Gaya rencana untuk kinerja seismik kategori C dan D

Terdapat dua kumpulan gaya yang akan ditentukan untuk komponen daktail yang mampu membentuk sendi plastis. Kumpulan pertama yang ditentukan untuk pra rencana kolom disebut “gaya rencana modifikasi”. Kumpulan kedua yang digunakan untuk merinci lebih lanjut rencana kolom dan berbagai komponen yang berhubungan dengan kolom disebut “gaya akibat sendi plastis dalam kolom”.

Gaya rencana modifikasi: Gaya ditentukan sama seperti kategori seismik B kecuali untuk gaya aksial.

Gaya akibat sendi plastis dalam kolom: Bagian struktur yang dalam contoh ini harus diperhitungkan adalah komponen kolom dan gigi geser di kepala jembatan. Untuk keperluan perencanaan, gaya geser dan lentur terbesar yang terjadi di kepala jembatan 1 dan pilar 3, diperoleh dari analisis, digunakan untuk tiap kombinasi beban (Tabel A.9). Gaya komponen akibat berat mati ditabulasi (Tabel A.10) untuk kolom kritis dalam pilar 3 dan kepala jembatan 1.

Tabel A.9 Gaya dan momen seismik maksimum untuk kombinasi beban 1 dan beban 2

Komponen	Kombinasi beban 1 (1,0 memanjang +0,3 melintang)	Kombinasi beban 2 (1,0 melintang +0,3 memanjang)
<u>Kepala jembatan</u> V_z Geser P_x Gaya aksial	3110 kN $\pm 481 \text{ kN}^*$	10365 kN $\pm 145 \text{ kN}$
<u>Pilar</u> V_y Geser $M_{z'z'}$ Momen P_x Gaya aksial V_z Geser $M_{y'y'}$ Momen	$(4676 + 82) = 4758 \text{ kN}$ $(3573 + 58) = 3631 \text{ kNm}$ $\pm(522+300) = \pm 822 \text{ kN}$ $(0+577) = 577 \text{ kN}$ $(0+422) = 422 \text{ kNm}$	$(268+1403) = 1671 \text{ kN}$ $(195+1072) = 1267 \text{ kNm}$ $\pm(994+159) = \pm 1153 \text{ kN}$ $(1925+0) = 1925 \text{ kN}$ $(1410+0) = 1410 \text{ kNm}$
Catatan : *) Gaya aksial (yaitu vertikal) untuk kepala jembatan 1 dan pilar 3 ditentukan dengan cara distribusi momen		

Tabel A.10 Gaya berat mati

Komponen	Kolom pilar 3	Kepala jembatan
V_y Geser	313 kN	0
$M_{z'z'}$ Momen	1620 kNm	0
P_x Gaya aksial	4358 kN	2833 kN
V_z Geser	0	0
$M_{y'y'}$ Momen	0	0

Dianggap bahwa tekanan tanah, gaya angkat dan aliran adalah nol. Dengan gaya berat mati (Tabel A.10) dan gaya seismik maksimum diperoleh gaya rencana modifikasi berikut:

Gaya rencana modifikasi – kolom

Kombinasi beban 1 yang menentukan:

$$\begin{aligned}
 V_y \text{ Geser} &= 1,0(D + B + SF + E + EQM) = 1,0(313 + 4758) = 5071 \text{ kN} \\
 M_{z'z'} \text{ Momen} &= 1,0(1620 + 3631) = 5251 \text{ kNm} \\
 P_x \text{ Gaya aksial} &= 1,0(4358 \pm 822) = 3536 \text{ atau } 5180 \text{ kN} \\
 V_z \text{ Geser} &= 1,0(577 + 0) = 577 \text{ kN} \\
 M_{y'y'} \text{ Momen} &= 1,0(422 + 0) = 422 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk kolom sirkular, momen rencana modifikasi adalah:

$$M = \sqrt{M_{z'z'}^2 + M_{y'y'}^2} = \sqrt{5251^2 + 5251^2} = \sqrt{27751085} = 5267 \text{ kNm}$$

Gaya rencana modifikasi – kepala jembatan

Kombinasi beban 2 menentukan:

$$V_z \text{ geser} = 1,0(D + B + SF + E + EQM) = 1,0(0+10365)=10365 \text{ kN}$$

Gigi geser di kepala jembatan harus menahan gaya geser rencana melintang modifikasi sebesar 10365 kN.

A.6 Kategori kinerja seismik C dan D

A.6.1 Persyaratan kolom

Kolom didefinisikan oleh rasio tinggi bersih terhadap dimensi maksimum sama atau melebihi 2,5. Dalam contoh ini tinggi bersih ~ 6,71 m dan lebar 1,22 m yang mencapai rasio 5,5 sehingga diklasifikasi sebagai kolom.

Tulangan vertikal

Tulangan vertikal kolom adalah minimum 0,01 dan maksimum 0,06 luas bruto. Rasio tidak melebihi 0,04 dianjurkan untuk mencegah penuhnya tulangan di sambungan.

Kekuatan lentur

Beban rencana dipertimbangkan dari beban aksial maksimum dan minimum sebagai berikut:

$$P = 3536 \text{ kN}, M = 5267 \text{ kNm}$$

$$P = 5180 \text{ kN}, M = 5267 \text{ kNm}$$

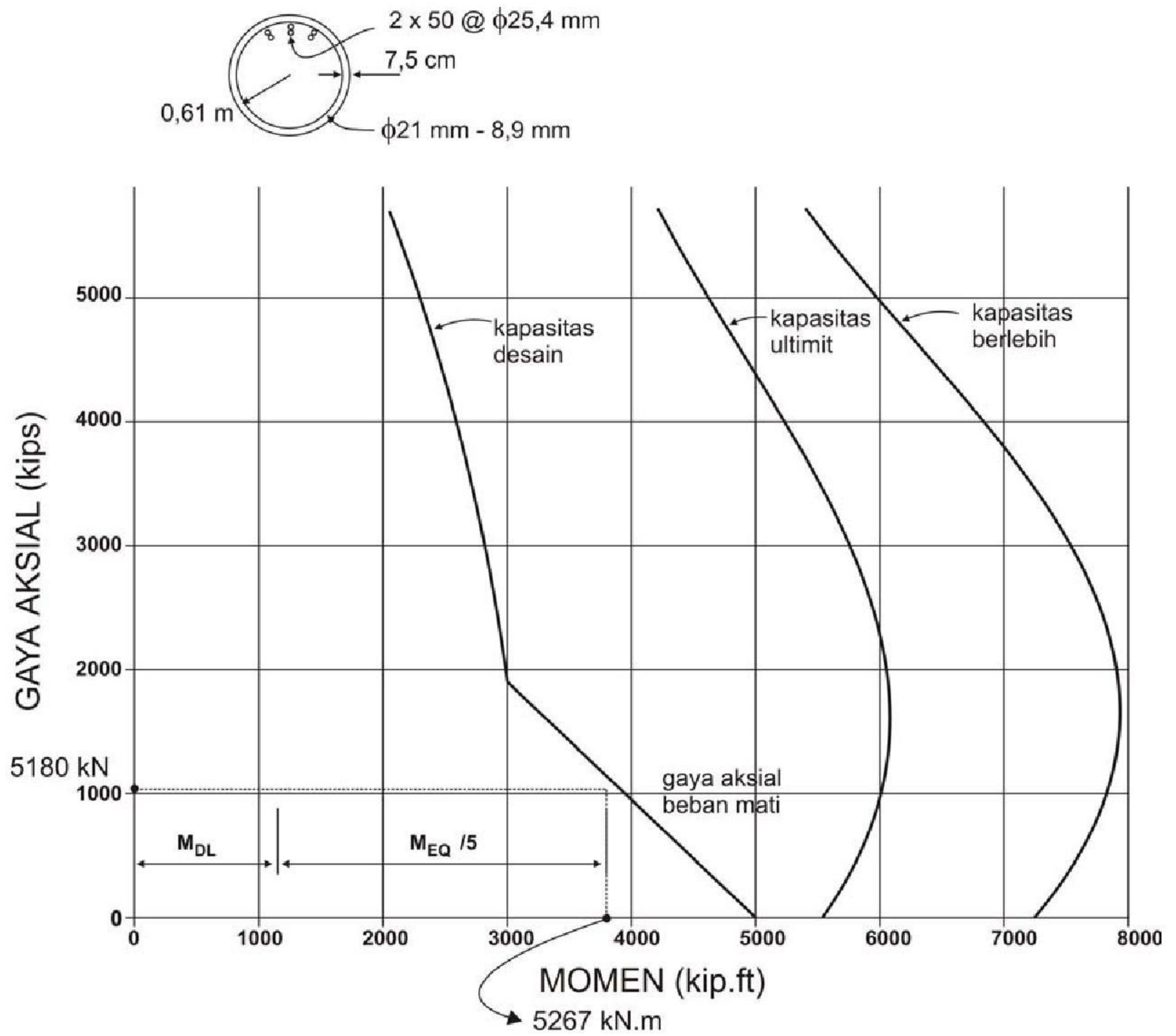
Pembesaran momen akibat kelangsingan komponen tertekan tidak terikat arah melintang terdapat dalam peraturan perencanaan beton struktural. Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan bila kl_u/r kurang dari 22. Pada kolom ini nilai kl_u/r agak melebihi 22 dan secara teoritis harus diadakan tinjauan kelangsingan. Untuk kesederhanaan kelangsingan diabaikan dalam contoh ini.

Dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan dan beban rencana, kolom memerlukan 2 x 50 @ diam. 25,4 mm tulangan baja. Ini mencapai rasio penulangan 0,043 untuk tulangan memanjang yang mendekati batas spesifikasi. Dalam Gambar A.6 terdapat diagram interaksi kapasitas ultimit dengan kurva kapasitas rencana tereduksi. Momen rencana menentukan sebesar 5267 kNm dan beban aksial juga tergambar. Rentangan beban aksial pada sumbu vertikal.

A.6.2 Gaya akibat sendi plastis kolom pilar

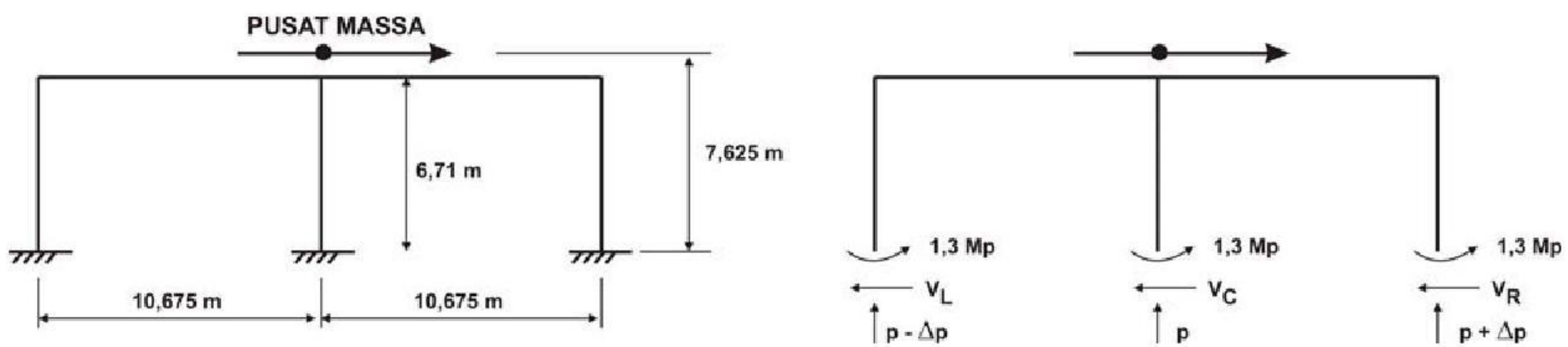
Pilar dengan dua atau lebih kolom

Gaya akibat sendi plastis dalam bidang pilar dihitung seperti dalam Tabel A.11. Kapasitas kekuatan lebih momen plastis dicakup dalam diagram interaksi (lihat Gambar A.6).



Gambar A.6 Diagram interaksi kolom

Tabel A.11 Perhitungan gaya akibat sendi plastis kolom



Tahap	1,3 x M _p kNm kiri-tengah-kanan	Gaya geser kolom kN kiri-tengah-kanan-total- P	Gaya aksial kolom kN Kiri-tengah-kanan	% beda*
1	10801-10801-10801		4358-4358-4358	
2		3219-3219-3219-9657		
3		1930	2429-4358-6288	-
4	10524-10801-10939	3137-3219-3260-9616		
5		1925	2433-4358-6283	0,2
Catatan :				
*) Gaya geser maksimum untuk pilar harus dalam rentang 10% dengan gaya pra rencana				

A.6.3 Gaya rencana kolom pilar

Momen 5267 kNm

Gaya aksial:

Elastis 4358 ± 822 kN

Sendi plastis 4358 ± 1925 kN

Geser:

Elastis $\sqrt{(4758^2 + 577^2)} = 4793 \text{ kN}$

Sendi plastis 3260 kN

Penulangan geser dan melintang kolom

Gaya geser rencana terfaktor

Gaya geser (yaitu sendi plastis) rencana terfaktor, V_u adalah 3260 kN. Menggunakan faktor reduksi kekuatan diperoleh tegangan geser terfaktor untuk kolom sirkular sebagai berikut:

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3260}{0,85 \times 122 \times 109} = 0,288 \text{ kN/cm}^2 = 2,8 \text{ MPa}$$

Tegangan geser yang ditahan beton diluar daerah ujung kolom adalah:

$$v_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} = \frac{1}{6} \sqrt{22,8} = 0,8 \text{ MPa}$$

Tulangan geser total A_v adalah:

$$A_v = \frac{v_u - v_c}{f'_y} bS = \frac{2,88 - 0,8}{421} \times 122 \times 8,9 = 5,35 \text{ cm}^2 \text{ luas total diperlukan}$$

$$\text{atau } \frac{5,35}{2} \text{ cm}^2 \text{ per sisi}$$

Dengan demikian lilitan spiral diameter 18 mm sampai dengan 8,9 cm digunakan diluar daerah ujung kolom.

Daerah ujung kolom

Dimensi daerah ujung kolom ditentukan sebagai nilai terbesar dari:

1. Dimensi penampang melintang maksimum , $d = 1,22$ m
2. seperenam tinggi bersih , $6,71/6 = 1,12$ m
3. 46 cm

Ternyata dimensi penampang kolom 1,22m adalah terbesar dan digunakan untuk panjang daerah ujung atas dan bawah. Bila tegangan tekan aksial minimum lebih kecil dari $0,1 f'_c$ maka ketahanan geser beton dalam daerah ujung dapat diabaikan. Mengingat:

$$\text{Tegangan aksial minimum} = \frac{2433000N}{0,25 \cdot \pi \cdot 122^2} = 208N/cm^2 = 2,08MPa$$

dan

$$0,1 f'_c = 2,28 MPa > 2,08 MPa$$

Tegangan geser yang dipikul beton dianggap nol. Sehingga tulangan geser di daerah ujung menjadi:

$$A_v = \frac{v_u}{f_y} b_s = \frac{2,8}{421} \times 122 \times 8,9 = 7,2 cm^2 \text{ luas total diperlukan}$$

$$\text{atau } \frac{7,2}{2} cm^2 = 3,6 cm^2 \text{ per sisi}$$

Sehingga lilitan spiral diameter 21 mm sampai dengan 8,9 cm digunakan dalam daerah ujung pada tepi atas dan bawah kolom.

Tulangan melintang untuk mengekang sendi plastis

Rasio volumetrik tulangan spiral adalah nilai terbesar dari:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} = 0,45 \left(\frac{1,168}{0,895} - 1 \right) \frac{22,8}{421} = 0,0075$$

atau

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yh}} = \frac{0,12 \times 22,8}{421} = 0,0065$$

Luas spiral pada jarak lilitan 8,9cm adalah:

$$A_{sp} = \frac{\rho_s s d_s}{4} = \frac{0,0075 \times 8,9 \times 105}{4} = 1,74 cm^2$$

Mengingat ini lebih sedikit dari tulangan geser, maka tidak diperlukan pengekangan tambahan pada sendi plastis, sehingga digunakan tulangan spiral diameter 21 mm sampai dengan 8,9 cm dalam daerah ujung sepanjang 1,22 m dan spiral diameter 18 mm sampai dengan 8,9 cm sepanjang sisa bagian tengah kolom.

A.7 Gaya rencana di hubungan perlengkapan tahan gempa

Gaya jangkar di kepala jembatan

Perlengkapan jangkar diperlukan bila reaksi kearah atas akibat gaya gempa memanjang melebihi 50% dari reaksi beban mati. Perhitungan berikut menunjukkan bahwa perlengkapan jangkar tidak diperlukan.

Kepala jembatan 1

$$0,5 DL = 0,5 \times 2833 = 1417 \text{ kN} > 481 \text{ jadi tidak perlu jangkar}$$

Kepala jembatan 4

$$0,5 \times 3183 = 1589 \text{ kN} > 418 \text{ jadi tidak perlu jangkar}$$

Gaya rencana hubungan kolom pilar

Gaya rencana hasil sendi plastis digunakan untuk merencanakan hubungan kolom pada cap pilar dan pur kolom.

4.12.3.1 Min	Aksial	2433	kN
	Geser	3137	kN
	Momen	10524	kNm
Maks	Aksial	6283	kN
	Geser	3260	kN
	Momen	10939	kNm

Gaya rencana fondasi

Gaya rencana berikut yang dihasilkan oleh sendi plastis digunakan untuk perhitungan fondasi. Beban mati fondasi harus ditambah pada gaya tersebut.

Min	Aksial*	2433	kN
	Geser	3137	kN
	Momen	10524	kNm
Maks	Aksial*	6283	kN
	Geser	3260	kN
	Momen	10939	kNm

Gaya rencana kepala jembatan dan tembok penahan

Gaya rencana pada kepala jembatan adalah:

$$\text{Gaya aksial perletakan } 3183 + 418 = 3601 \text{ kN}$$

$$\text{Gigi geser} = 10365 \text{ kN}$$

Perpindahan rencana

Kategori kinerja seismik C dan D

Perpindahan memanjang pada kepala jembatan akibat beban gempa memanjang adalah (lihat tahap 5):

$$\Delta = 0,073 \text{ m} = 7,3 \text{ cm}$$

Panjang perletakan minimum pada dudukan perletakan dihitung sebagai berikut:

$$N = 305 + 2,5 L + 10 H = 305 + 2,5 \times 114,7 + 10 \times 7,625 = 668 \text{ mm}$$

Jadi panjang dudukan pada kepala jembatan adalah 668 mm

Lampiran A (Informatif)

Penjelasan Perhitungan

1) Perhitungan periode alami T dalam sumbu memanjang jembatan:

$$T = 2 \pi (\gamma / p_o g \alpha)^{1/2} = 2 \pi (W/k)^{1/2} = 2,01 (\delta)^{1/2}$$

dengan pengertian:

$W = w L$ adalah berat total sistem (kN)

$P_o = p_o L$ adalah beban virtual total (kN)

p_o adalah satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

L adalah bentang (m)

k adalah kekakuan total sistem (kN/m)

δ adalah simpangan memanjang total (m) akibat berat total dalam arah memanjang = $\int w(s)u(s)^2 ds / \int w(s)u(s) ds \equiv u(s)$

$w(s)$ adalah berat sistem pada kedudukan s (kN/m)

$u(s)$ adalah simpangan total pada kedudukan s akibat gaya lateral sesuai berat sistem (m)

α, γ adalah perumusan ekspresi akibat satuan gaya virtual (m^2)

g adalah gravitasi ($9,8 \text{ m/det}^2$)

– Perumusan ekspresi dengan menggunakan satuan gaya seragam virtual 1 kN/m:

$$\alpha = \int v(x) dx \quad \text{dalam } m^2$$

$$\beta = \int w(x)v(x) dx \quad \text{dalam kNm}$$

$$\gamma = \int w(x)v(x)^2 dx \quad \text{dalam kNm}^2$$

dengan pengertian:

$v(x)$ adalah profil simpangan akibat p_o

p_o adalah satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

$w(x)$ adalah distribusi berat mati sistem per satuan panjang (kN/m)

– Pembebanan seismik ekuivalen dihitung dengan rumus:

$$P_e(x) = \beta C_s w(x) v(x) / \gamma = w C_s \quad \text{dalam kN/m}$$

2) Perhitungan periode alami T dalam sumbu melintang jembatan:

$$T = 2 \pi (\gamma / p_o g \alpha)^{1/2}$$

dengan pengertian:

α, γ adalah perumusan ekspresi akibat satuan gaya virtual (m^2)

g adalah gravitasi ($9,8 \text{ m/det}^2$)

p_o adalah satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

– Perumusan ekspresi dengan menggunakan satuan gaya seragam virtual 1 kN/m:

$$\alpha = \int v(x) dx \quad \text{dalam } m^2$$

$$\beta = \int w(x)v(x) dx \quad \text{dalam kNm}$$

$$\gamma = \int w(x)v(x)^2 dx \quad \text{dalam kNm}^2$$

dengan pengertian:

$v(x)$ adalah profil simpangan akibat p_o

p_o adalah satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

$w(x)$ adalah distribusi berat mati sistem per satuan panjang (kN/m)

- Pembebanan seismik ekuivalen dihitung dengan rumus:
 $P_e(x) = \beta C_s w(x) v(x) / \gamma$ dalam kN/m



Lampiran B (Informatif)

B.1 Perhitungan isolasi dasar

Tahapan perencanaan adalah sebagai berikut:

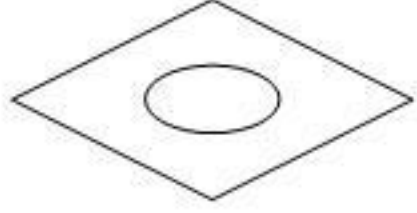
- a) Pilih perletakan. Ukuran denah perletakan ditentukan oleh gaya tekan vertikal akibat beban layan, tinggi perletakan ditentukan oleh batasan geometrik serta distribusi beban gempa lateral dan layan yang diinginkan. Kekuatan inti timah minimum berdasarkan gaya lateral layan seperti angin dan rem kendaraan. Diameter inti timah untuk masing-masing perletakan berdasarkan distribusi gaya lateral yang diinginkan dan spesifikasi inti timah. Ukuran inti timah dibatasi oleh persyaratan pengekangan dan rasio aspek;
- b) Hitung periode fundamental jembatan dengan kekakuan permulaan dan pasca elastis tangent perletakan. Inersia rotasi lantai dan masa pilar serta kekakuan harus diperhitungkan agar perkiraan periode efektif lebih dekat. Perkirakan kekuatan leleh redaman efektif dan tentukan periode efektif dan redaman efektif dari bagan rencana;
- c) Tentukan respon bangunan atas secara keseluruhan dari respon spektra elastis untuk 'periode efektif' dan 'redaman efektif'. Tentukan respon seismik bangunan atas pada masing-masing pilar dan kepala jembatan. Kekakuan pilar, kepala jembatan dan perletakan diketahui, dengan demikian respon masing masing tumpuan dapat dihitung dari respon total. Perpindahan lantai pada masing masing tumpuan dapat ditentukan dari spektra respon perpindahan/simpangan karena lantai dianggap kaku, kemudian gaya respon masing masing perletakan dapat dihitung langsung. Gaya respon seismik total, jumlah respon dari masing masing perletakan, yang dihitung langsung dari spektra respon perindahan sering berbeda dari respon total berdasarkan spektra akselerasi, umumnya dalam batas $\pm 10\%$. Bila gaya respon dihitung untuk spektra akselerasi dan perpindahan, dapat diambil nilai rata-ratanya. Perkirakan respon seismik jembatan dan bila distribusi atau tingkat respon tidak memenuhi maka pilih perletakan lain dan periksa kembali;
- d) Bila respon seismik memenuhi, tentukan perpindahan maksimum masing-masing perletakan dan periksa moda keruntuhan perletakan pada perpindahan maksimum. Juga periksa anggapan yang telah diambil untuk tingkat leleh efektif. Bila anggapan menyimpang, buat anggapan tingkat leleh yang baru dan ulangi tahap 2 dan 3;
- e) Tentukan geser dasar maksimum pilar dan momen lentur maksimum.

B.2 Contoh kasus

Contoh kasus terdiri dari jembatan empat bentang (lihat Gambar B.1) pilar 10m dan tipe kepala jembatan kaku. Diameter pilar 1,67m dengan momen inersia 0,3 dari nilai bruto dan modulus elastis beton berdasarkan kekuatan silinder 25 MPa. Tahapan perencanaan dilakukan sebagai berikut:

- a) isolasi dasar menggunakan perletakan karet dengan inti timah (lihat Tabel B.1) yang dipilih agar mendistribusikan gaya gempa antara pilar dan kepala jembatan secara merata;

Tabel B.1 Besaran perletakan isolasi dasar tipe karet dengan inti timah

Sketsa perletakan isolasi dasar 	Kepala jembatan	Pilar	Notasi
Jumlah (nomor)	4	8	N
Ukuran denah(mm x mm)	380x300	380x300	
Tinggi total (mm)	250	94	
Kekakuan diameter timah (kN/mm)	75	50	
Kekakuan permulaan (kN/mm)	4,82	13,71	K_u
Kekakuan pasca elastis (kN/mm)	0,74	2,11	K_d
Kekuatan leleh peredam (kN)	39,6	17,3	F_l

- b) periode alami ditentukan berdasarkan model komputer (lihat Gambar B.1) dengan kekakuan permulaan dan pasca elastis masing-masing diperoleh periode 0,89 dan 1,49 detik. Tingkat leleh efektif peredam dipilih sebesar 6,5% berat bangunan atas (8960 kN). Persentase pergeseran periode sesuai gempa El Centro dan Parkfield (lihat Gambar B.2) adalah 69% dan normalisasi redaman sebesar 6,4% terhadap nilai kritis (lihat Gambar B.3). Redaman elastis struktur dianggap 5% terhadap nilai kritis. Periode efektif dan redaman efektif kemudian dihitung langsung sebagai berikut:

$$T_e = 0,89 + (1,49 - 0,89) \times 0,69 = 1,30 \text{ detik}$$

$$\lambda_e = 5 + (6,4 \times 1,49) = 15\%$$

- c) akselerasi dan perpindahan spektral dari spektra elastis El Centro adalah masing-masing $S_a = 0,165 g$ dan $S_d = 69,4 \text{ mm}$ dimana g adalah akselerasi gravitasi. Gaya geser respon lantai jembatan pada pilar dan pangkal diperhitungkan dari perpindahan spektral S_d sebagai berikut:

Kepala jembatan:

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser tumpuan} &= n \cdot K_d (S_d + F_l \cdot (K_d^{-1} - K_u^{-1})) \\ &= 4 \times 0,74 (69,4 + 39,6 \times (1,351 - 0,207)) \\ &= 340 \text{ kN} \end{aligned}$$

dengan pengertian:

n adalah jumlah perletakan, F_l , K_d dan K_u ditentukan dari Gambar B.4.

Pilar jembatan:

Kekakuan elastis pilar = 5,39 kN/mm

Dengan kekakuan perletakan pasca elastis,

$$K_{epd} = (5,39^{-1} + (8 \times 2,11)^{-1})^{-1} = 4,09 \text{ kN/mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser tumpuan total pilar} &= k_{epd} \cdot (S_d + F_l \cdot (k_d^{-1} - K_u^{-1})) \\ &= 4,09 + (69,4 \times 17,3 \times (0,474 - 0,073)) \\ &= 312 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser total lantai jembatan V adalah jumlah semua gaya kepala jembatan dan pilar: $V = 2 \times 340 + 3 \times 312 = 1616 \text{ kN}$

Akselerasi bangunan atas ekuivalen diperoleh dengan membagi gaya geser total lantai dengan berat total bangunan atas sebesar 8960 kN. Nilai adalah 0,180 g dibanding $S = 0,165 g$, hanya 9% perbedaan. Untuk meratakan perbedaan dalam akselerasi lantai, gaya respon yang dihitung dari S_d dikalikan dengan:

$$\frac{(0,180 + 0,165) \times 0,5}{0,180}$$

Gaya respon yang disesuaikan terdapat dalam Tabel B.2. Sebagai perbandingan juga diberikan nilai riwayat waktu.

Tabel B.2 Gaya geser dan perpindahan/simpangan gempa untuk perencanaan dibanding nilai riwayat waktu

	Gaya geser kN			Perpindahan mm
	Kepala jembatan	Pilar	Total	
Perencanaan	330	298	1554	66,0
Riwayat waktu	325	289	1517	64,4

- d) perletakan di kepala jembatan dan pilar harus dicek terhadap kriteria runtuh berikut:
- regangan perletakan tidak boleh melebihi 100%;
 - gaya vertikal tidak boleh melebihi gaya vertikal pada nilai regangan maksimum;
 - perletakan tidak boleh meluncur keluar.

Perletakan kepala jembatan:

- regangan maksimum adalah $(66 \times 100)/170 = 39\%$ dimana tebal total karet adalah 170 mm;
- gaya vertikal per perletakan adalah $280 \text{ kN} < 539 \text{ kN}$, yaitu gaya vertikal maksimum pada regangan 50%;
- perpindahan maksimum 'meluncur' adalah $280 - (330 \times 250) / (4 \times 280) = 206 \text{ mm} > 66 \text{ mm}$.

Perhatikan bahwa tinggi dan lebar perletakan adalah masing-masing 250 mm dan 280 mm, beban vertikal 280 kN dan gaya geser 330 kN, berarti perletakan memenuhi kriteria runtuh.

Perletakan pilar: pengecekan menunjukkan terpenuhi juga.

Cek apakah pilihan tingkat leleh peredam sebesar 6,5% terhadap berat bangunan atas memenuhi. Membagi gaya geser kepala jembatan sebesar 330 kN dengan perpindahan bangunan atas $\Delta_s = 66 \text{ mm}$ memberikan kekakuan kepala jembatan efektif $K_a = 5,0 \text{ kN/mm}$. Berat kepala jembatan efektif diperoleh sebagai berikut:

$$M_g = \frac{T_e^2 K_a g}{4\pi^2} = \frac{1,3^2 \times 5,0 \times 9,81 \times 1000}{4 \times \pi^2} = 2100 \text{ kN}$$

Tingkat leleh efektif pada kepala jembatan adalah:

$$\frac{4 \times 39,6 \times 100}{2100} = 7,5\%$$

Anggapan semula sebesar 6,5% dengan demikian wajar. Perletakan pilar tidak leleh mengingat perpindahan perletakan hanya 10,7 mm, sehingga tidak terjadi perubahan periode atau peredaman berarti.

- e) Tahap akhir adalah menghitung gaya geser dasar pilar dan momen lentur. Perpindahan/simpangan puncak pilar adalah $\Delta_p = 66 - 10,7 = 55,3 \text{ mm}$. Masa terpusat pada ketinggian 9,4 dan 5 m diatas titik jepit (fixity) masing-masing $M_{pc} = 450 \text{ kN}$ dan $M_p = 240 \text{ kN}$ (lihat Gambar B.1). Akselerasi maksimum pilar dihitung:

$$a = \frac{\Delta_p \cdot V}{\Delta_s \cdot M \cdot g} = \frac{55,3 \times 1554}{66,0 \times 8960} = 0,145g$$

dengan pengertian:

M adalah masa total bangunan atas

Gaya geser dasar maksimum dan momen adalah:

$$V = (0,145 \times 690) + 298 = 398 \text{ kN}$$

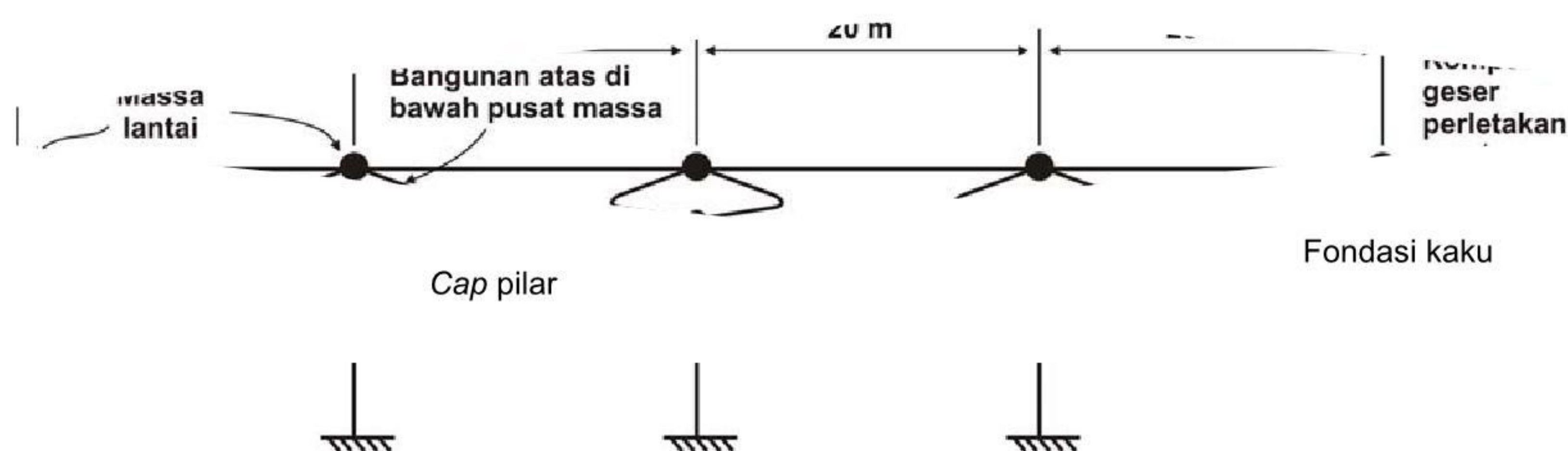
$$M = (298 \times 11,5) + 0,145 \times (450 \times (450 \times 9,4 + 240 \times 5)) = 4210 \text{ kNm}$$

Dibandingkan dengan 359 kN dan 3430 kN yang diperoleh dari analisis riwayat waktu.

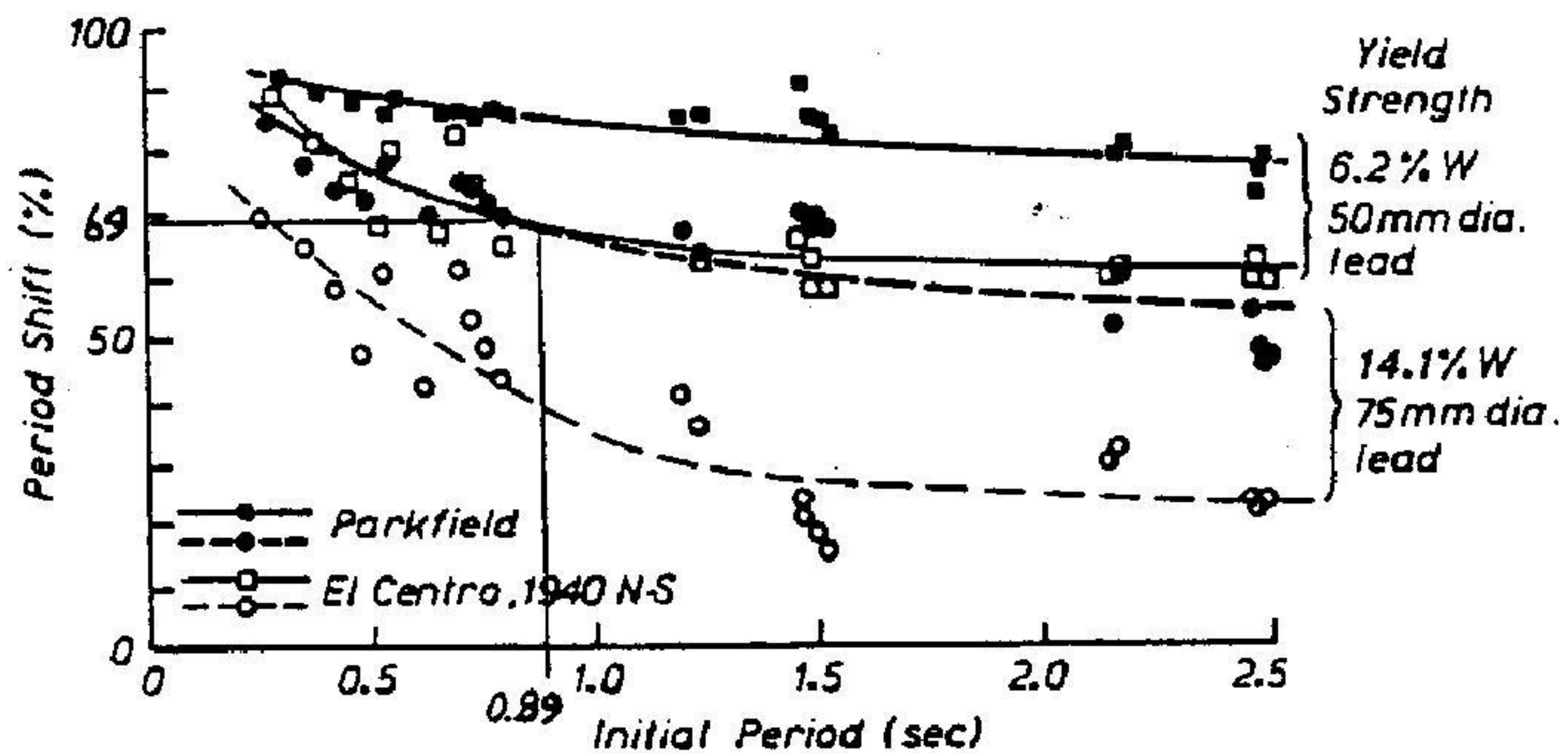
B.3 Kesimpulan penggunaan perletakan isolasi dasar

- Kinerja gempa tidak elastis dari jembatan yang ditumpu pada perletakan karet berinti timah dapat dianggap sebagai struktur moda tunggal elastis dengan “periode efektif” dan “redaman efektif”. Cara evaluasi respon seismik ini sangat berguna untuk perencanaan karena respon seismik dapat diperkirakan langsung dari spektra respon elastis yang terdapat dalam peraturan tahan gempa.
- Perletakan karet berinti timah dalam kombinasi dengan perletakan elastomer dapat secara efektif mendistribusikan gaya respon antara pilar dan kepala jembatan.
- Kinerja seismik jembatan umumnya lebih baik dengan perletakan karet berinti timah yang lebih tinggi, karena meningkatkan perubahan periode efektif dan redaman efektif. Tinggi maksimum perletakan dibatasi oleh keruntuhan ‘meluncur’ (*roll out*) atau kapasitas beban vertikal pada perpindahan maksimum. Karena perletakan karet berinti timah mengurangi perpindahan dibanding dengan perletakan elastomer, sehingga risiko keruntuhan ‘meluncur’ juga berkurang.
- Respon seismik tidak terlalu terpengaruh oleh ukuran inti timah, selama kekuatan leleh dalam rentang 4%-10% terhadap berat rantai jembatan.

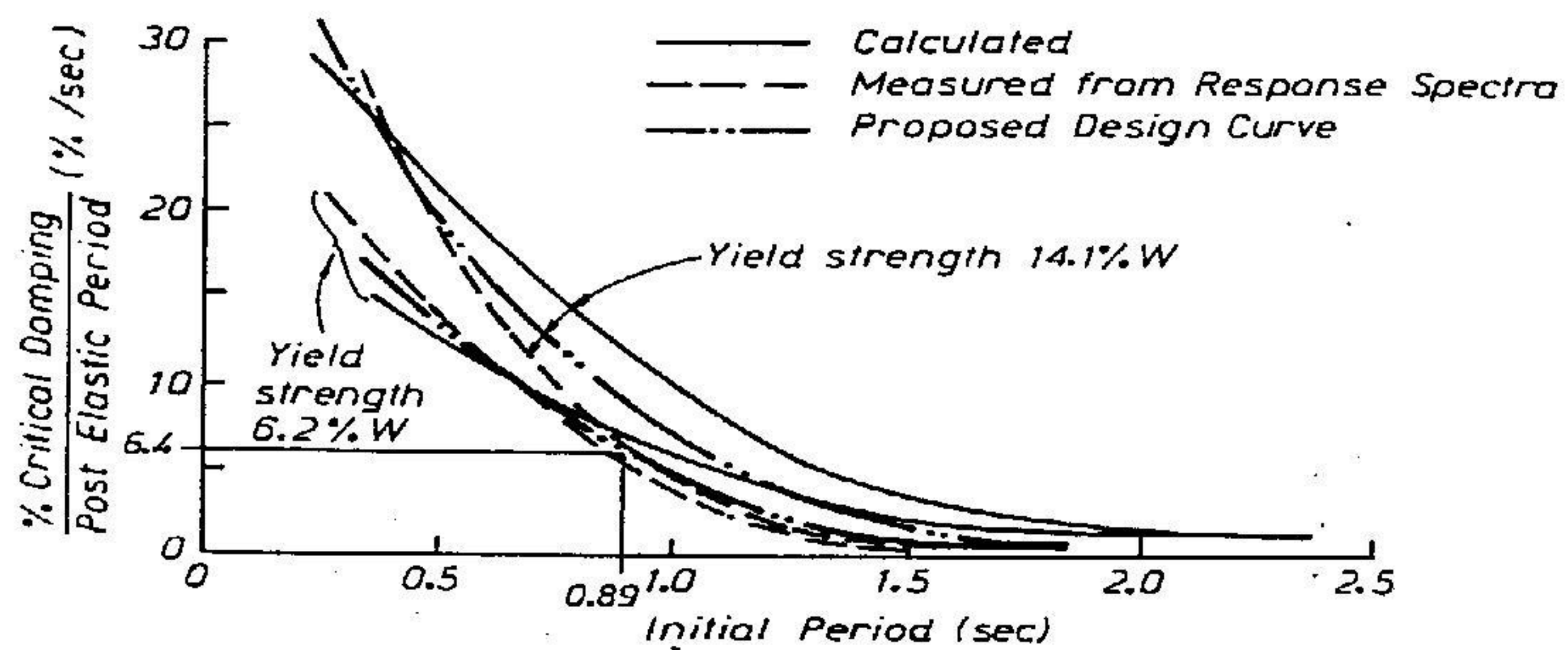
Perbandingan perletakan karet berinti timah dan perletakan elastomer dengan rentang kekakuan pilar berkurang.



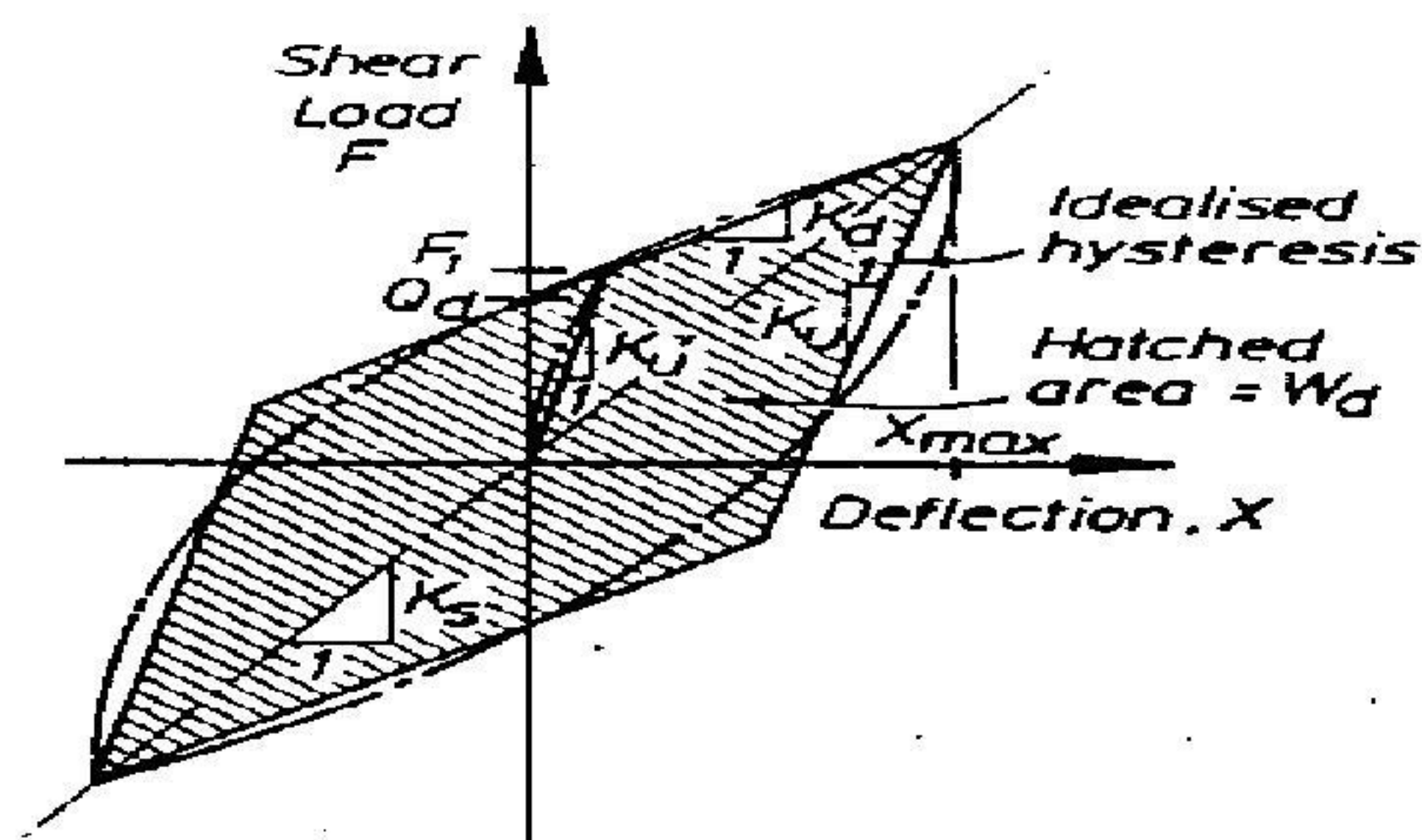
Perbandingan dengan empat bentang



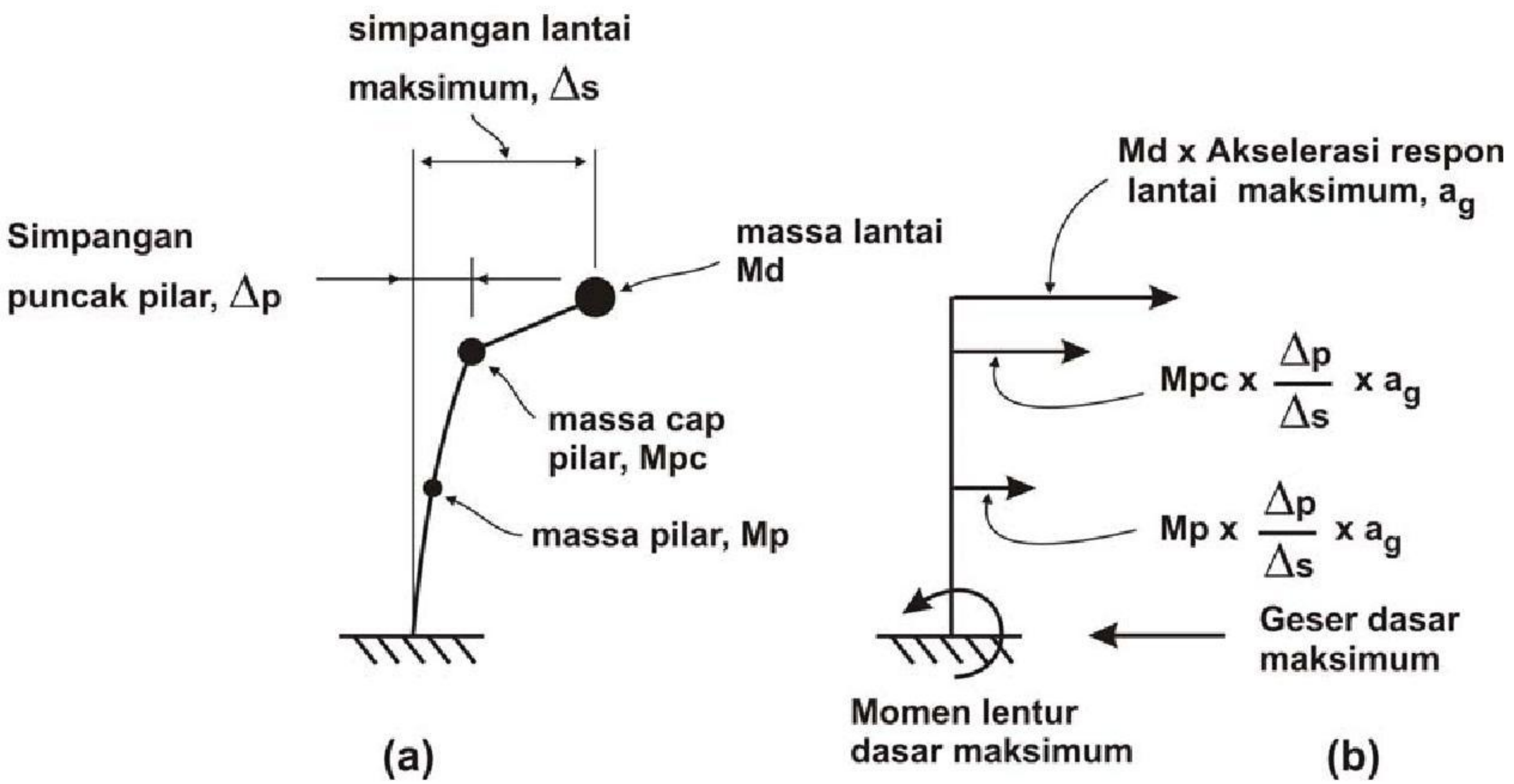
Gambar B.2 Persentase perubahan periode untuk gempa *El Centro* dan *Parkfield*



Gambar B.3 Redaman tambahan normalisasi dihitung secara pendekatan dan kurva saran



Gambar B.4 Beban geser tipikal vs lendutan untuk perletakan karet berinti timah



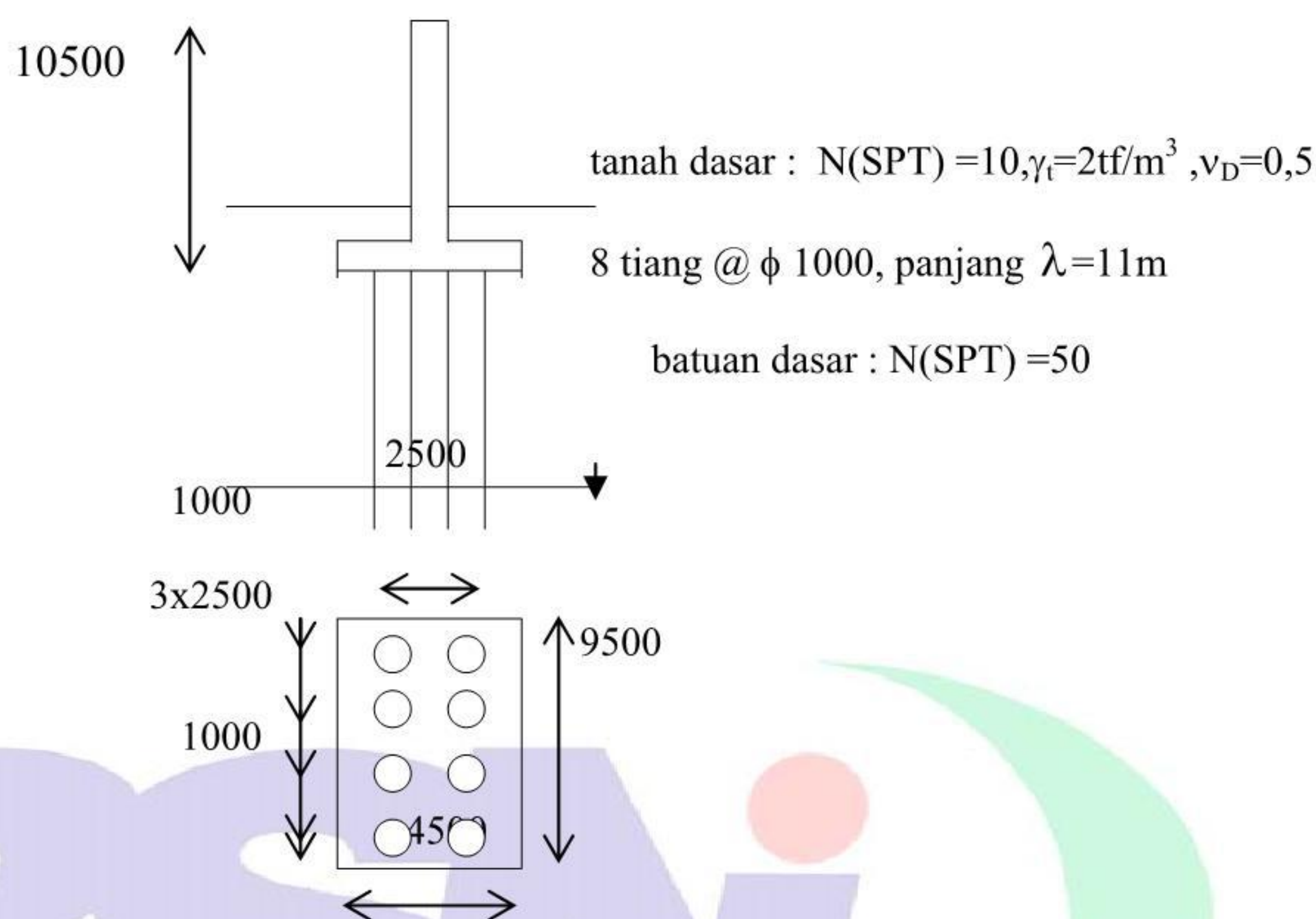
Gambar B.5 Cara saran untuk perkiraan gaya geser maksimum pilar dan momen



Lampiran C (Informatif)

Contoh perhitungan spektral moda dengan interaksi tanah

C.1 Fondasi tiang



Gambar C.1 Pilar pada fondasi tiang

Konstanta Pegas Tanah untuk Perhitungan Periode Alami dan Gaya Inersia

Kecepatan gelombang geser seismik tanah dasar ditentukan berdasarkan $SPT(=10)$ dengan rumus:

$$V_{SD} = 80 \times N^{1/3} = 80 \times 10^{1/3} = 172 \text{ m/s}$$

Dengan berat isi tanah dasar $\gamma_t = 2 \text{ tf/m}^3$ dan rasio Poisson dinamis $\nu_D = 0,5$, koefisien deformasi dinamis tanah ditentukan dengan rumus:

$$E_D = 2(1 + \nu_D) \frac{\gamma_t}{10g} V_{SD}^2 = 2(1 + 0,5) \times \frac{2,0}{98} \times 172^2 = 1,811 \text{ tf/cm}^3$$

Nilai standar koefisien reaksi horizontal dan vertikal tanah dasar ditentukan dengan rumus :

$$k_{HO} = E_D / 30 = 1811 / 30 = 60,4 \text{ kgf/cm}^3$$

$$k_{VO} = E_D / 30 = 1811 / 30 = 60,4 \text{ kgf/cm}^3$$

Koefisien Reaksi Horizontal Tanah Dasar k_H ditentukan dengan rumus:

Dengan diameter tiang 100 cm, modulus elastisitas tiang $E = 2,7 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, dan momen inersia tiang $I = 4,91 \times 10^6 \text{ cm}^4$ diperoleh:

$$k_H = k_{HO} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} = 60,4 \left(\frac{152}{30} \right)^{-3/4}$$

$$B_H = \sqrt{\frac{1}{\beta} \cdot D} = \sqrt{(1/0,00428) \times 100} = 152$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_{HO} D}{4EI}} = 4 \sqrt{\frac{60,4 \times 100}{4 \times 2,7 \times 10^5 \times 4,91 \times 10^6}} = 0,00428$$

Konstanta pegas tanah dasar

Dengan ketinggian tiang diatas tanah dasar $h (=0)$ konstanta pegas tanah dasar ditentukan dengan rumus :

$$K_y = nK_1 = n(4EI\beta^3) = 8(4 \times 2,7 \times 10^5 \times 4,9 \times 10^6 \times 0,00428^3) = 3,33 \times 10^5 \text{ tf/m}$$

$$K\theta_x = nK_4 + K_{VP} \sum_{i=1}^n y_i^2 = n(2EI\beta) + (\alpha A_p E_p / \lambda) \sum_{i=1}^n y_i^2$$

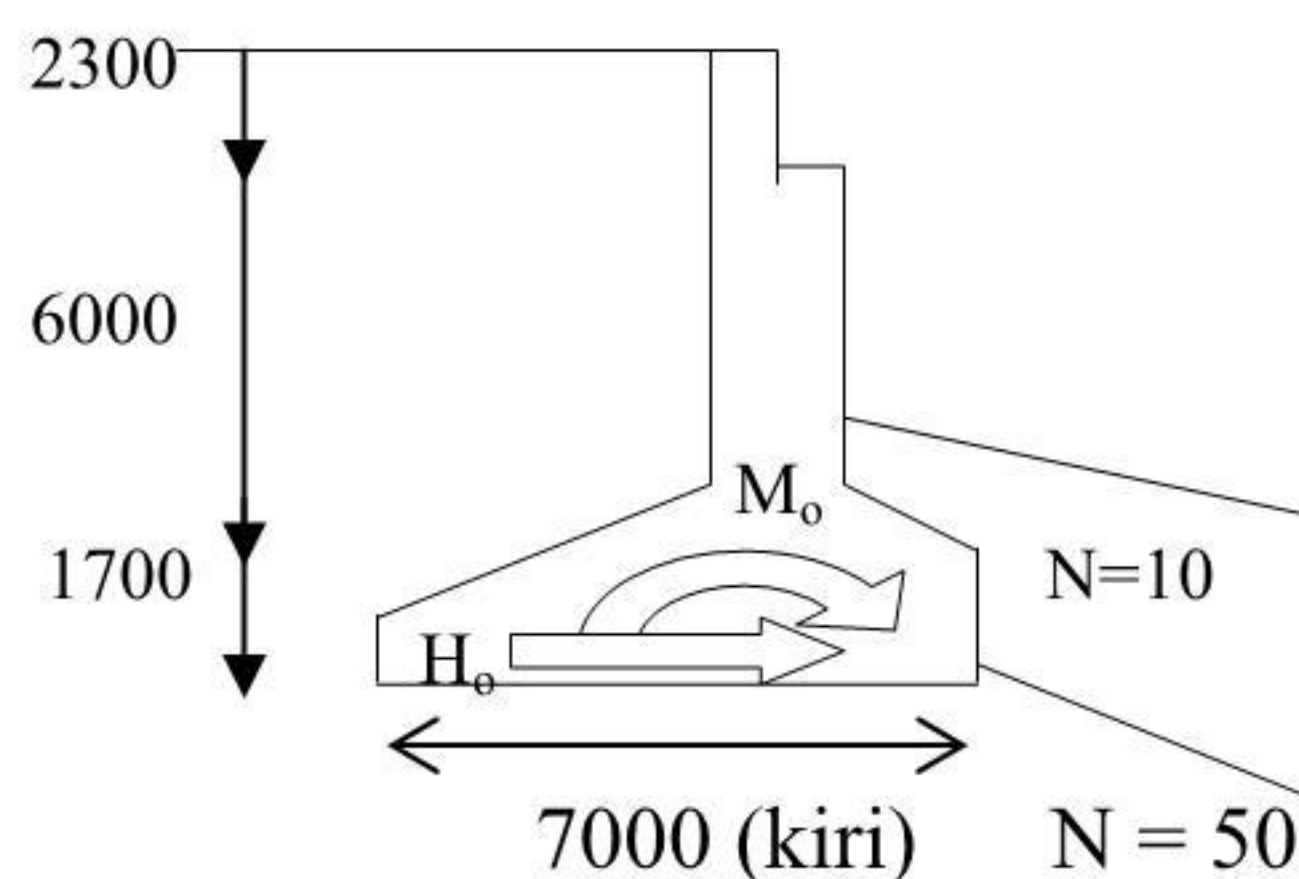
$$= 8(2 \times 2,7 \times 10^5 \times 4,9 \times 10^6 \times 0,00428) + (0,208 \times 7,85 \times 10^3 \times 2,7 \times 10^5 / 1100)(4 \times 125^2 + 4 \times 375^2)$$

$$= 3,41 \times 10^6 \text{ tf.m}$$

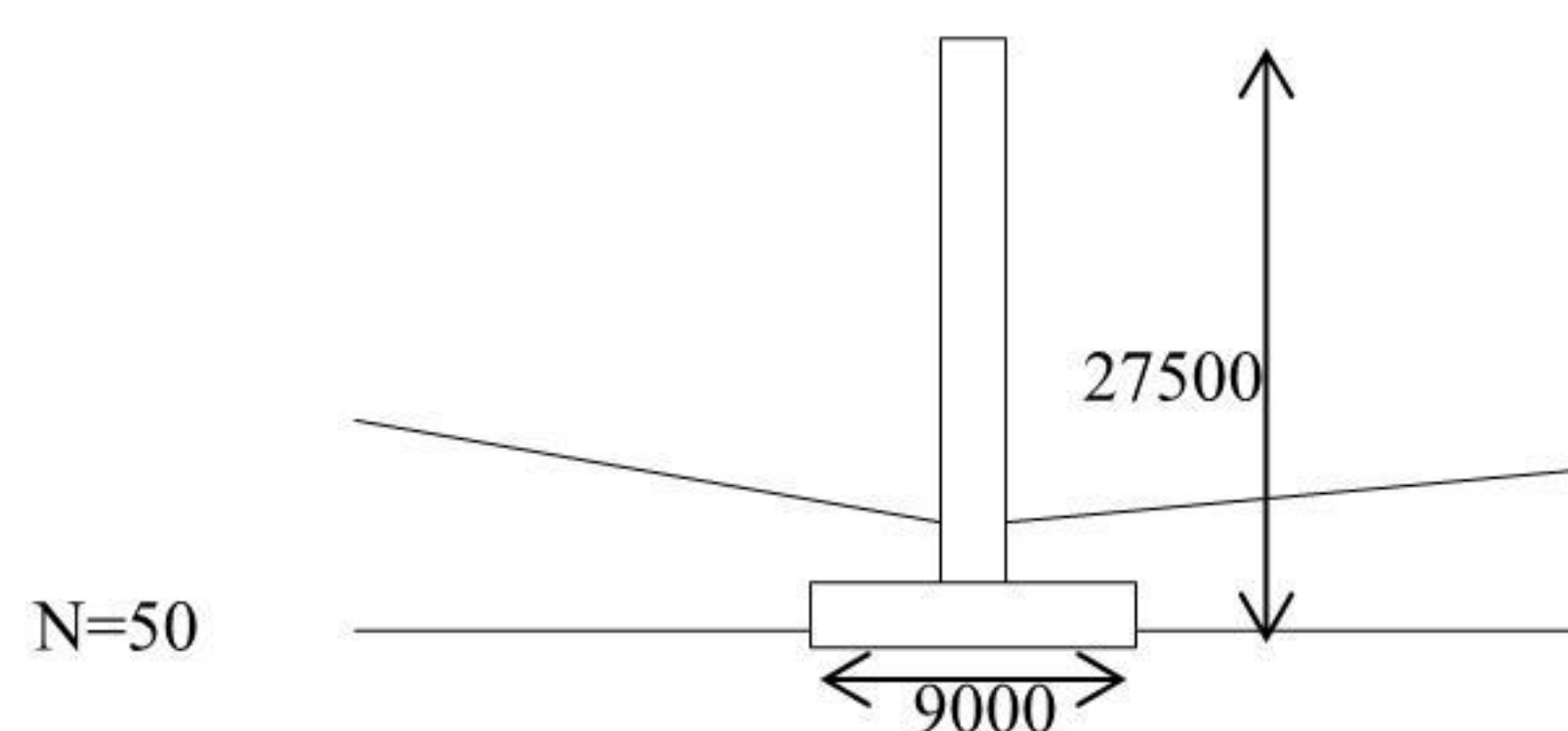
$$K_{y\theta_x} = -n(2EI\beta^2) = -8(2 \times 2,7 \times 10^5 \times 4,9 \times 10^6 \times 0,00428^2) = -3,89 \times 10^5 \text{ tf}$$

Konstanta pegas aksial tiang K_{VP} dapat ditentukan dari rumus empiris daya dukung dasar tiang $K_{VP} = 20 \text{ N.A}$ (N =nilai SPT di ujung tiang dan A = luas ujung tiang) atau dari rumus kekuatan pegas elastis $K_{VP} = \alpha A_p E_p / \lambda$, dimana luas penampang netto tiang dan panjang tiang (A_p dan λ) adalah masing-masing $7,85 \times 10^3 \text{ cm}^2$ dan 1100 cm .

C.2 Fondasi langsung



Gambar C.2 Kepala jembatan



Gambar C.3 Pilar jembatan

Konstanta pegas pada fondasi langsung

Nilai N dari lapis pendukung (dalam contoh lapis kerikil) sebesar 53, dan demikian kecepatan gelombang geser seismik dari tanah dasar $V_{SD} = 300 \text{ m/s}$ ($=0,8 \times 100 \times 53^{1/3}$). Dengan berat isi tanah dasar $\gamma_t = 2 \text{ tf/m}^3$ dan rasio Poisson $\nu_D = 0,5$, koefisien deformasi dinamis E_D menjadi $5,5 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^3 \{= 2(1 + 0,5) \frac{2}{98} 300^2\}$. Demikian nilai standar koefisien reaksi vertikal tanah dasar $k_{VO} = 183 \text{ kgf/cm}^3 (=E_D/30)$

Pada ukuran kepala jembatan 7m dalam arah sumbu jembatan dan 11m dalam arah tegak lurus sumbu jembatan, lebar beban permukaan ekuivalen dari fondasi B_v adalah 877 cm ($=\sqrt{A_v} = \sqrt{7 \times 11}$) dan koefisien reaksi vertikal tanah dasar $k_v = 14,2 \text{ kgf/cm}^3 (= 1,25 E_v / A_v = 1,25 \times 8700 / 770)$

dimana $E_v = 1 \times 21 \times 53 (30/877) \{ (877 + 30) / 60 \}^2 = 8700 \text{ kgf/cm}^3$.

Koefisien reaksi tanah dasar vertikal ditentukan dengan rumus berikut:

$$k_v = 1,25 \frac{E_v}{A_v} \text{ kgf/cm} = k_{vo} (B_v/30)^{-3/4}$$

$$E_v = \alpha E_0 \frac{30}{B_v} \left(\frac{B_v + 30}{60} \right)^2 \text{ kgf/cm}^3$$

dimana : $\alpha = 1$ untuk keadaan beban biasa dan $\alpha = 2$ untuk keadaan pengaruh gempa

$$B_v = \sqrt{A_v} \text{ cm}$$

$$E_0 = 21 \times N \text{ kgf/cm}^3$$

Dengan menganggap $\lambda = 1/3$, koefisien reaksi geser horizontal tanah dasar di tepi bawah $k_{SB} = 4,72 \text{ kgf/cm}^3 (= \lambda k_v = (1/3) \times 14,2)$. Konstanta pegas tanah dasar ditentukan sebagai berikut:

$$K_y = k_{SB} A_B = 3,63 \times 10^5 \text{ tf/m} (= 4,72 \times 1000 \times 7 \times 11)$$

$$K_z = k_v A_B$$

$$K \theta_x = k_v I_B = 1,1 \times 10^7 \text{ tf.m} (= 14,2 \times 1000 \times 1/12 \times 7 \times 11 \times 11 \times 11)$$

$$K_y \theta_x = 0$$

Pada ukuran dasar kepala jembatan 6m x 11m (melintang jembatan) terdapat konstanta pegas berikut:

$$B_v = \sqrt{A_v} \text{ cm} = 812 \text{ cm}$$

$$E_v = 1 \times 21 \times 53 (30/812) \{ (812 + 30) / 60 \}^2 = 8096 \text{ kgf/cm}^3$$

$$k_v = 1,25 E_v / A_v = 1,25 \times 8096 / 660 = 15,33 \text{ kgf/cm}^3$$

$$k_{SB} = 1/3 \times k_v = 5,11$$

$$K_y = k_{SB} A_B = 3,37 \times 10^5 \text{ tf/m} (= 5,11 \times 1000 \times 6 \times 11)$$

$$K \theta_x = k_v I_B = 10,2 \times 10^6 \text{ tf.m} (= 15,33 \times 1000 \times 1/12 \times 6 \times 11 \times 11 \times 11)$$

$$K_y \theta_x = 0$$

Pada ukuran dasar pilar 9x10m (melintang jembatan), konstanta pegas tanah dasar sebagai berikut:

$$B_v = \sqrt{A_v} = 948 \text{ cm}$$

$$E_v = 1 \times 21 \times 53 (30/948) \{ (948 + 30) / 60 \}^2 = 9358 \text{ kgf/cm}^3$$

$$k_v = 1,25 E_v / A_v = 1,25 \times 9358 / 900 = 12,99 \text{ kgf/cm}^3$$

$$k_{SB} = 1/3 \times k_v = 4,33$$

$$K_y = k_{SB} A_B = 3,9 \times 10^5 \text{ tf/m} (= 4,33 \times 1000 \times 9 \times 10)$$

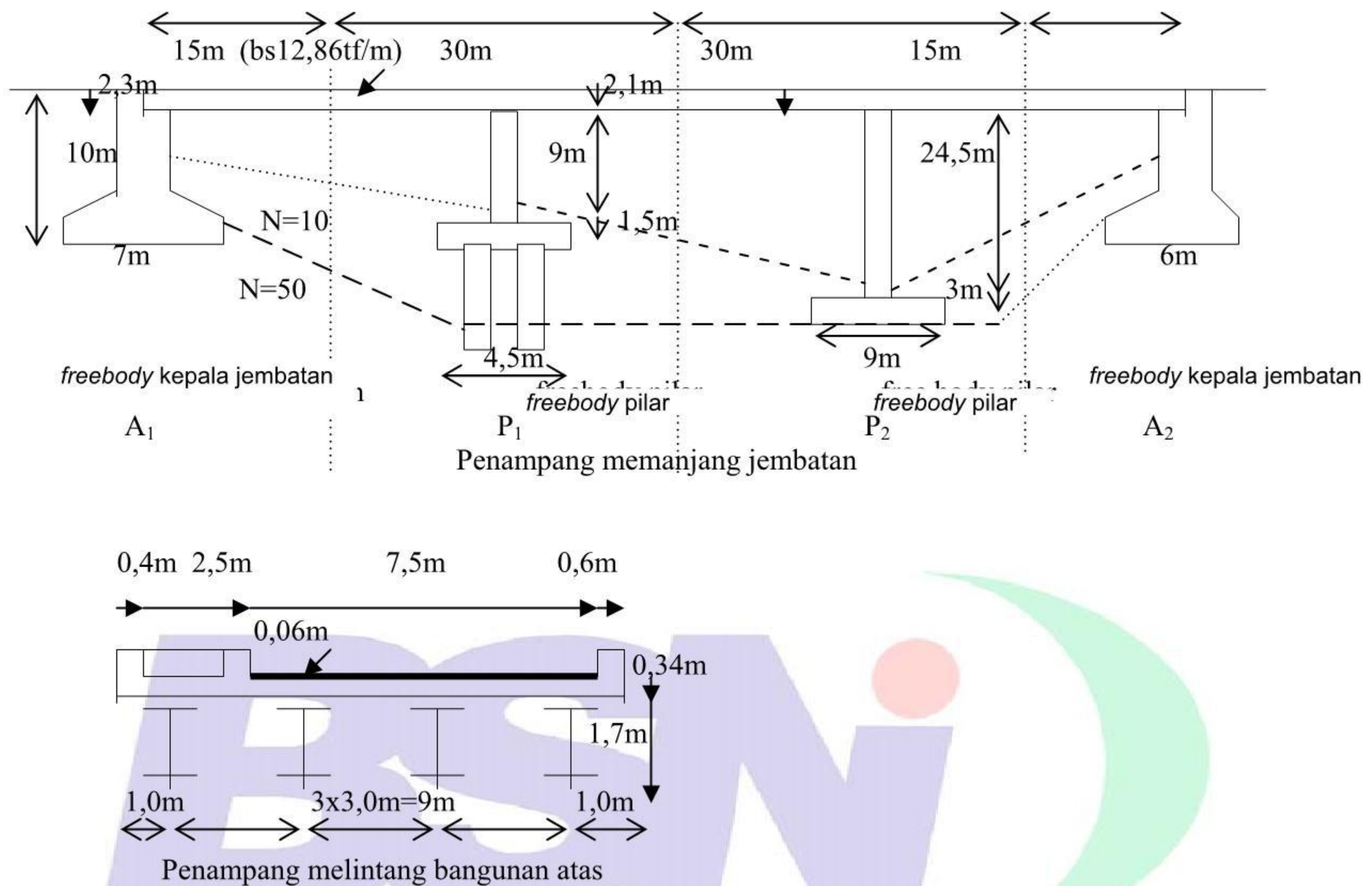
$$K \theta_x = k_v I_B = 9,7 \times 10^6 \text{ tf.m} (= 12,99 \times 1000 \times 1/12 \times 9 \times 10 \times 10 \times 10)$$

$$K_y \theta_x = 0$$

C.3 Cara spektral moda dengan interaksi tanah

Cara spektral moda tunggal

Dalam cara spektral moda tunggal ditinjau freebody yang terdiri dari satu bangunan bawah dan bagian bangunan atas yang dipikulnya, yang ekuivalen dengan reaksi beban mati.



Gambar C.4 Sistem spektral moda tunggal

Perhitungan periode alami pilar P₁ dengan fondasi tiang:

Simpangan horizontal δ_p akibat deformasi lentur dihitung sebagai berikut:

$$\delta_p = \frac{W_u h^3}{3EI} + \frac{0,8W_p h_p^3}{8EI} = 5,46 \times 10^{-3} \text{ m}$$

dimana:

$$\begin{aligned} W_u &= 424 \text{ tf} \\ W_p &= 189 \text{ tf} \\ EI &= 3,79 \times 10^6 \text{ tf.m}^2 \\ H &= 9,0 + 2,1 = 11,1 \text{ m} \\ h_p &= 9 \text{ m} \end{aligned}$$

Simpangan horizontal δ_0 dan sudut rotasi θ_0 fondasi pilar P1 diperoleh sebagai berikut:

$$\delta_0 = \frac{H_0 A_{rr} - M_0 A_{sr}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} = 4,91 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\theta_0 = \frac{-H_0 A_{rs} + M_0 A_{ss}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} = 2,42 \times 10^{-3} \text{ radial}$$

dimana:

$$W_F = 150,0 \text{ tf}$$

$$h_0 = 10,5 + 2,1 = 12,6 \text{ m}$$

$$H_0 = W_U + 0,8(W_P + W_F) = 695,2 \text{ tf}$$

$$M_0 = W_U h_0 + 0,8 W_P (h_P/2 + h_F) + 0,8 W_F (h_F/2) = 6,339 \text{ tf.m}$$

$$A_{rr} = K \theta_x = 3,41 \times 10^6 \text{ tf.m}$$

$$A_{sr} = K_y \theta_x = -3,89 \times 10^5 \text{ tf}$$

$$A_{ss} = K_y = 3,33 \times 10^5 \text{ tf / m}$$

$$A_{rs} = K_y \theta_x = -3,89 \times 10^5 \text{ tf}$$

Simpangan total diperoleh sebagai berikut:

$$\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 h_0 = 0,0409 \text{ m}$$

Periode alami pilar P_1 diperoleh dari : $T = 2,01 \sqrt{\delta} = 0,4$ sekon

Dengan cara sama diperoleh periode alami pilar P_2 : $T = 0,74$ sekon

Rasio periode alami antara kedua pilar : $T_{\text{maks}}/T_{\text{min}} = 0,74/0,4 = 1,85 \geq 1,5$

Mengingat perbedaan periode antara pilar terlalu besar maka perhitungan dilanjutkan dengan pemodelan seluruh jembatan sebagai satu unit getar.

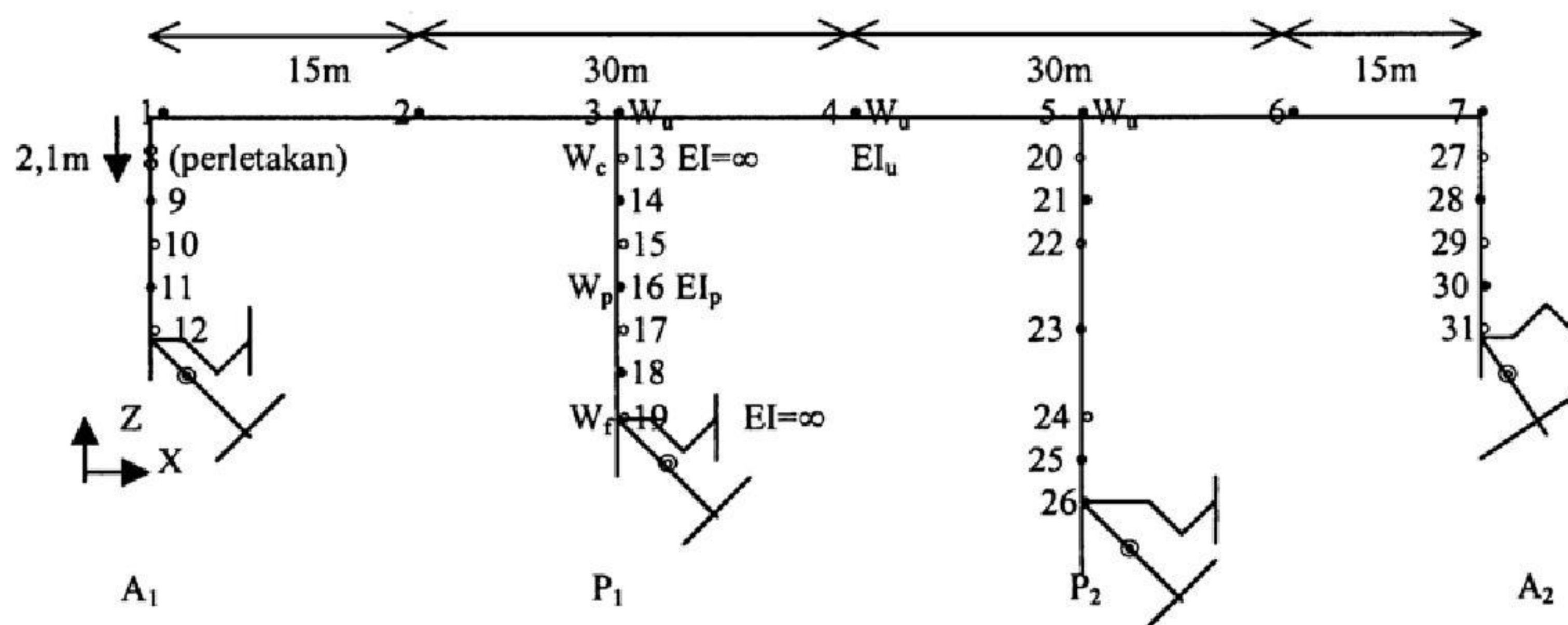
Cara Spektral Moda Majemuk

Dalam cara spektral moda majemuk ditinjau model unit getar seluruh jembatan

Simpangan horizontal dan periode alami dalam arah lateral dihitung berdasarkan Tabel C.1 dan Tabel C.2 sebagai berikut:

$$\delta = \frac{\sum_i (w_i \cdot u_i^2)}{\sum_i (w_i \cdot u_i)} = \frac{2,71}{74,87} = 0,036 \text{ m}$$

$$T = 2,01 \sqrt{\delta} = 2,01 \sqrt{0,036} = 0,38 \text{ s}$$



Titik noda	Jarak titik masa (m)	Kerangka model
Kepala jembatan A ₁ : 9,8m	(=10-2,3+2,1)	1: tepi atas bangunan atas 8: tepi bawah bangunan atas
1-8	2,1	9: titik berat badan pilar
8-9	3,0	10: tepi atas balok fondasi
9-10	3,0	11: titik berat balok fondasi
10-11	0,936	12: tepi bawah balok fondasi
11-12	0,764	
Pilar P ₁ : 12,6m	(=10,5+2,1)	3: tepi atas bangunan atas
3-13	2,1	13: tepi bawah bangunan atas
13-14	0,895	14: titik berat balok perletakan
14-15	1,105	15: tepi bawah balok perletakan
15-16	3,5	16: titik berat badan pilar
16-17	3,5	17: tepi atas balok fondasi
17-18	0,826	18: titik berat balok fondasi
18-19	0,674	19: tepi bawah balok fondasi
Pilar P ₂ : 29,6m	(=27,5+2,1)	5: tepi atas bangunan atas
5-20	2,1	20: tepi bawah bangunan atas
20-21	0,895	21: titik berat balok perletakan
21-22	1,105	22: tepi bawah balok perletakan
22-23	11,5	23: titik berat badan pilar
23-24	11,5	24: tepi atas balok fondasi
24-25	1,43	25: titik berat balok fondasi
25-26	1,07	26: tepi bawah balok fondasi
Kepala jembatan A ₂ : 9,8m	(=10-2,3+2,1)	7: tepi atas bangunan atas
7-27	2,1	27: tepi bawah bangunan atas
27-28	3,1	28: titik berat badan pilar
28-29	3,1	29: tepi atas balok fondasi
29-30	0,831	30: titik berat balok fondasi
30-31	0,669	31: tepi bawah balok fondasi

Catatan:

- Kerangka bangunan atas: Berat tiap setengah bangunan atas dipusatkan pada titik noda ujung balok (1,3,5,7), selain titik noda tengah bentang (2,4,6).
- Tinggi struktur bangunan atas : $1,7 + 0,34 + 0,06 = 2,1\text{m}$ (= tinggi gelagar + lantai termasuk route + perkerasan).
- Titik noda
 - adalah titik simpul padamana gaya ekuivalen berat sendiri bekerja,
 - adalah titik simpul pada penampang bervariasi

Gambar C.5 Model kerangka struktur sistem spektral moda majemuk

Tabel C.1 Berat titik masa dan kekakuan balok

No titik	X(m)	Z(m)	W_i (tf)	Elemen	$EI \text{ tfm}^2 \cdot 10^6$	$GJ \text{ tfm}^2 \cdot 10^6$
1	0	0	96,45	1-2	108,7	0,06
2	15	0	192,9	2-3	108,7	0,06
3	30	0	192,9	3-4	108,7	0,06
4	45	0	192,9	4-5	108,7	0,06
5	60	0	192,9	5-6	108,7	0,06
6	75	0	192,9	6-7	108,7	0,06
7	90	0	96,45	1-8	∞	∞
8	0	-2,1	0	8-9	490,3	17,9
9	0	-5,1	312,1	9-10	490,3	17,9
10	0	-8,1	0	10-11	∞	∞
11	0	-9,04	290,8	11-12	∞	∞
12	0	-9,8	0	3-13	∞	∞
13	30	-2,1	0	13-14	∞	∞
14	30	-3	66,5	14-15	∞	∞
15	30	-4,1	0	15-16	37,9	4,26
16	30	-7,6	122,5	16-17	37,9	4,26
17	30	-11,1	0	17-18	∞	∞
18	30	-11,9	150	18-19	∞	∞
19	30	-12,6	0	5-20	∞	∞
20	60	-2,1	0	20-21	∞	∞
21	60	-3	95	21-22	∞	∞
22	60	-4,1	0	22-23	54,2	11,3
23	60	-15,6	575	23-24	54,2	11,3
24	60	-27,1	0	24-25	∞	∞
25	60	-28,5	520	25-26	∞	∞
26	60	-29,6	0	7-27	∞	∞
27	90	-2,1	0	27-28	461,4	15
28	90	-5,2	304,4	28-29	461,4	15
29	90	-8,3	0	29-30	∞	∞
30	90	-9,13	217,3	30-31	∞	∞
31	90	-9,8	0			

Tabel C.2 Simpangan akibat gaya horizontal

No titik	W_i (tf)	U_i ($\times 10^{-3}$ m)	$W_i U_i$ ($\times 10^{-3}$ tf.m)	$W_i U_i^2$ ($\times 10^{-3}$ tf.m ²)
1	96,45	6,52	629	4,10
2	192,9	28,69	5,535	158,83
3	192,9	46,04	8,880	408,82
4	192,9	56,32	10,865	611,92
5	192,9	53,77	10,371	557,63
6	192,9	36,38	7,018	255,35
7	96,45	8,99	867	7,8
8	0	5,63	0	0
9	312,1	4,37	1,363	5,95
10	0	3,13	0	0
11	290,8	2,75	800	2,2
12	0	2,44	0	0
13	0	38,77	0	0
14	66,5	35,67	2,372	84,62
15	0	31,85	0	0
16	122,5	20,15	2,469	49,75
17	0	9,71	0	0
18	150	7,45	1,117	8,32
19	0	5,6	0	0
20	0	49,67	0	0
21	95	47,92	4,552	218,14
22	0	45,76	0	0
23	575	23,51	13,516	317,72
24	0	5,38	0	0
25	520	3,95	2,052	8,1
26	0	2,88	0	0
27	0	7,66	0	0
28	304,4	5,71	1,739	9,94
29	0	3,82	0	0
30	217,3	3,32	722	2,4
31	0	2,92	0	0
			Total 74,869	Total 2711,57

Bibliografi

BMS , *Bridge Design Codes and Manuals*, 1992

Technology Research Center for National Land Development, *Proceedings, -New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridges-New Zealand* 1987

Applied Technology Council-National Science Foundation-USA

Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridge, 1981

Applied Technology Council-Federal Highway Administration-Department of Transportation-California, *Seismic Design Guidelines for Highway Bridges*, 1981

Japan Road Association, *Specifications for Highway Bridges-Part V. Seismic Design*, 1996









BADAN STANDARDISASI NASIONAL - BSN
Gedung Manggala Wanabakti Blok IV Lt. 3-4
Jl. Jend. Gatot Subroto, Senayan Jakarta 10270
Telp: 021- 574 7043; Faks: 021- 5747045; e-mail : bsn@bsn.or.id